

木質ラーメンを用いた建物の耐震性能に関する研究

2014 年 3 月

中川 学

<目次>

第1章 序論

1.1 研究の背景	1-1
1.2 研究の目的	1-2
1.3 既往の研究	1-3
1.4 用語の定義	1-6
1.5 本論文の構成	1-9

第2章 木質ラーメンを用いた建物の評価方法の検討

2.1 本章の目的	2-1
2.2 木質ラーメンと面材耐力壁を併用した構造	2-2
2.2.1 各要素の許容耐力	2-3
2.2.2 建物の評価方法検討	
2.2.2.1 木質ラーメン構造の評価値	2-6
2.2.2.2 面材耐力壁を用いた壁式構造の評価値	2-8
2.2.2.3 木質ラーメンと面材耐力壁を併用した構造の評価値	2-9
2.2.2.4 各構造の評価値の比較	2-13
2.2.3 各構造の偏心率	2-15
2.3 木質ラーメンと鉄筋コンクリート造耐力壁を併用した構造	
2.3.1 各要素の許容耐力	2-16
2.3.2 建物の評価方法検討	2-25
2.3.3 偏心率・ねじり補正係数	2-47
2.4 本章のまとめ	2-53

第3章 木質ラーメン構造、壁式構造の地震時挙動把握

3.1 本章の目的	3-1
3.2 試験体の概要	
3.2.1 試験体概要	3-2
3.2.2 ラーメン接合部の構造性能	3-8
3.2.3 面材耐力壁の構造性能	3-14
3.2.4 地震力算定用重量	3-15
3.3 試験概要	
3.3.1 加振計画	3-16
3.3.2 計測計画	3-18
3.4 振動台実験の結果	
3.4.1 実験の経過	3-19

3.4.2	中地震に対する応答	3-21
3.4.3	大地震に対する応答	3-22
3.5	評価方法に関する考察	3-23
3.5.1	地震時挙動と評価値の関係	3-23
3.5.2	評価方法の解析的検討	3-24
3.5.2.1	解析モデルの構築	3-24
3.5.2.2	解析モデルの妥当性確認	3-26
3.5.2.3	評価方法の検討	3-28
3.6	本章のまとめ	3-33

第4章 木質ラーメンと面材耐力壁を併用した構造の地震時挙動把握

4.1	本章の目的	4-1
4.2	試験体の概要	
4.2.1	試験体概要	4-2
4.2.2	ラーメン接合部と面材耐力壁の構造性能	4-5
4.2.3	地震力算定用重量	4-5
4.3	試験概要	
4.3.1	加振計画	4-6
4.3.2	計測計画	4-7
4.4	振動台実験結果	
4.4.1	実験の経過	4-8
4.4.2	中地震に対する応答	4-9
4.4.3	大地震に対する応答	4-10
4.4.4	ねじれ挙動	4-11
4.5	評価方法に関する考察	
4.5.1	地震時挙動と評価値の関係	4-12
4.5.2	併用構造の応答変形に関する検討	
4.5.2.1	解析モデル	4-13
4.5.2.2	検討結果	4-16
4.6	本章のまとめ	4-20

第5章 木質ラーメンと鉄筋コンクリート造を併用した構造の地震時挙動把握

5.1 本章の目的	5-1
5.2 試験体の概要	
5.2.1 試験体概要	5-2
5.2.2 RC造コア	5-6
5.2.3 木フレーム	5-8
5.2.4 水平構面	5-13
5.2.5 地震力算定用重量	5-15
5.3 試験概要	
5.3.1 加振計画	5-19
5.3.2 計測計画	5-20
5.4 振動台実験結果	
5.4.1 実験の経過	5-21
5.4.2 建物の振動特性	5-22
5.4.3 負担せん断力	5-26
5.4.4 変形分布	5-29
5.4.5 引きボルト	5-33
5.5 評価方法に関する検討	5-35
5.6 本章のまとめ	5-42

第6章 結論

6.1 本研究のまとめ	6-1
-------------------	-----

- ・参考文献
- ・付録

第 1 章

序論

1.1 研究の背景

木質材料を用いたラーメン構造（以降、木質ラーメン構造）は、①接合部が木質材料特有のめり込みや接合部のすべり挙動により剛接合ではなく半剛接合となること、②木質材料はヤング係数が鋼材の約 1/20、鉄筋コンクリート部材の約 1/3 と他材料と比べて低く曲げ変形が大きくなること、により鉄骨造や鉄筋コンクリート造などの部材と同断面とした場合に架構の剛性は低くなるという特徴がある。

このような木質ラーメンの用いられ方としては、一般的にラーメンのみの構造とするのではなく、開口を確保するためにラーメンを配置し、他の部分を筋かい耐力壁や面材耐力壁などの壁式構造とする併用構造が多い。また、建物の変形を抑えるために剛性や強度の高い鉄骨造、鉄筋コンクリート造などの異種構造と構成する併用構造とする場合もある。これらの併用構造は従来の偏心を抑えて安全性を確保する構造とは異なり、静的な外力では現れない位相差などの動的な問題が生じる可能性がある。しかし、動的挙動に関するデータ蓄積が極めて少なく解明すべき点が多く、木質ラーメン構造、木質ラーメンを用いた併用構造ともに設計方法の確立に至っていないのが現状である。

木質ラーメンと木造耐力壁との併用する構造では、初期剛性が低く徐々に耐力が上昇していく木質ラーメンと、初期剛性が比較的高く 1/60～1/45rad 程度で最大耐力に達する木造耐力壁では、荷重変位関係が異なる場合が多く、さらに木質ラーメンは接合によって特性は様々である。この併用構造を設計する場合には許容応力度設計が求められる。その際、地震力に対する検討では一般耐力壁は、保有耐力や変形能力が考慮されている壁倍率を逆算して許容耐力とする。一方、木質ラーメンはフレーム弾性解析などにより求められた耐力を木質ラーメンの許容耐力とする場合もあり、壁倍率のように終局状態が考慮されておらず、このように異なる意味を持つ許容耐力の足し合わせで評価した建物の構造安全性が確保されているかという問題がある。

次に、木質ラーメンと剛性の異なる異種構造を平面的に併用する構造では、木質構造部分と異種構造部分の間にエキスパンションジョイントを設ける方法と木質構造で負担すべき水平力を異種構造に伝達するなどと考えて建物を一体として設計する方法がある。この構造を一体の構造として設計する場合、木質構造で負担すべき水平力を異種構造に十分に伝達しなければならないが、木質構造部分では鉛直荷重を負担し水平力の負担を軽減することが可能となれば木質材料の部材断面を最小限に抑え、開放的でかつ魅力的な空間構成が可能となる。しかし、このように、この種の構造の利点を最大限活用しようとする、異種構造部分の水平力に対する抵抗力が大きくなるため、建物の偏心が大きくなり構造安全性が確保できない危険な構造となってしまう可能性がある。

1.2 研究の目的

本研究では、木質ラーメンと面材耐力壁を平面的に併用した構造、木質ラーメンと壁式鉄筋コンクリート造を平面的に併用した構造の 2 種類の併用構造を対象とする。これらの併用構造の設計方法構築に向けて、それぞれの併用構造において現在解明されていない課題、さらに静的な外力では想定していない位相差などの動的挙動の課題を、実大振動台実験を通じて明らかにしていくことを主な目的とする。

木質ラーメンと面材耐力壁を併用した構造では、最大荷重後に急激に荷重低下する靱性の乏しい木質ラーメンを扱う。この木質ラーメンの場合、許容応力度設計上での短期許容せん断力は高くなるが、変形能力が無いために耐力壁のように終局状態を考慮して評価すると評価値が下がってしまい、評価の仕方によっては評価値にばらつきが出てしまう。このような靱性に乏しい木質ラーメンと終局状態まで考慮している従来の耐力壁の併用構造を許容応力度設計した場合、両者の評価値は異なる評価方法で求められており、その数値の足し合わせが成立するか、また静的な外力を想定している現行の偏心率評価で構造安全上問題ないか、など解明されていない課題がある。そこで、比較対象に木質ラーメンのみの建物、面材耐力壁のみの建物を含めた 3 つの仕様の建物の実大振動台実験を実施し、それぞれの動的挙動を比較しながら特性を明らかにしていく。さらに設計値と実大振動台実験で得られた実験値および時刻歴応答解析により求めた解析値との比較をすることで、想定される設計方法と地震時挙動を関連づけて論じていく。

木質ラーメンと鉄筋コンクリート造を併用した構造では、木質ラーメンと鉄筋コンクリート造を平面的に併用した構造を扱う。この併用構造は、水平構面で木質構造部分の水平力を鉄筋コンクリート造へ伝達可能として設計する場合があるが、壁をバランスよく配置し偏心を抑えることによって構造安全性が確保させている従来の構造とは異なり建物の偏心が大きくなってしまい構造安全性が確保できない危険な構造となる可能性がある。そこで、水平構面の仕様と階数をパラメータとした実大振動台実験を実施し、地震時の構造安全性を明らかにする。また木質ラーメンと面材耐力壁との併用構造の場合と同様に、想定される設計方法で求めた設計値と地震時挙動の関連性について論じていく。

次項に、これらの併用構造の設計方法について説明する。

1) 木質ラーメン構造、木質ラーメン構造と面材耐力壁との併用構造

木造建築物のうち、階数が2以下であり、高さ13m以下、軒の高さ9m以下かつ延べ床面積500m²以下のものについては、令第3章8節の規定による構造計算は要求されない。ただし、木質ラーメン構造は、構造耐力上必要な軸組^{※1}を設けない建築物となるため、建築基準法 施行令第3章3節の仕様規定内の施行令第46条第4項の壁量規定ではなく、構造計算をすることが必要となる。また、壁量規定の適用除外のための条件として施行令第46条第2項第1号、告示第1899号では、以下の計算および確認を行うこととされている。^{101),102)}

①施行令 82 条の各号の規定に基づく構造計算（許容応力度計算）

②各層の層間変形角が 1/200rad 以内^{※2}

③各階の偏心率が 0.15 以下^{※3}

※1 筋かい、面材直張り、土塗壁、木ずり壁など（施行令 46 条第 4 項の表 1）

※2 地震力による構造上主要な部分の変形によって建築物の部分に著しい損傷が生ずる恐れがない場合にあつては 1/120rad 以内。外装材などの損傷を考慮して木造住宅では 1/120rad 以内¹⁰²⁾、準耐火建築物は 1/150rad 以内とされている。ただし、 $Co \geq 0.3$ として 1 次設計を行った場合は層間変形角の確認は不要。

※3 偏心率が 0.3 を超える場合は保有耐力の確認、偏心率が 0.15 を超え 0.3 以下の場合は Fe による外力割り増し、ねじり補正又は保有水平耐力の確認のいずれかを行う。

2) 木質ラーメン構造と面材耐力壁の併用構造

構造関係技術基準解説書¹⁰¹⁾には、平面的に構造が異なる場合の設計方法として以下の 2 つが示されているが本研究では②の設計方法について検討することとする。

① 原則としてエキスパンションジョイントを設け、構造種別ごとに分離して個々に設計する。

② 分離しない場合で、一体の鉄筋コンクリート造などの床を有し、この床を通じて異なる構造の耐震要素（柱・耐力壁）間の力の伝達が十分にできる場合等には一体として設計する。

（中略）また、平面的に併用されている構造の剛性が大きく異なる場合には剛性の低い構造の部分の地震力もすべて剛性の高い構造部分で負担できるように設計し、さらに剛性の低い部分は分離してそれ自身に作用する地震力に対して設計するという方法でも良い。

1.3 既往の研究

本項では、本研究に係る既往の研究について示していく。

まず、木質ラーメン構造に関する既往の研究を「1.3.1 木質ラーメン構造の既往の研究」にて示す。次に、木質構造と異種構造を複合させた木質複合建築物構造の既往の研究を「1.3.2 木質複合建築物構造技術の開発」にて示す。

1.3.1 木質ラーメン構造の既往の研究

①接合方法に関する研究

木質材料の場合、剛接合は難しいとされる。それゆえに多種多様な接合部が開発され、それぞれの場合に対して接合部の設計法の提案がなされている。ボルトや釘をせん断接合として用いるいわゆる曲げ降伏型の接合法は、平井^{103)、104)}などや小松^{105)、106)}などによってその単体挙動から接合部、そしてフレームの荷重変形関係まで求められるよう提案がなされている。施工性や見栄えなどを重視した引きボルト型接合は稲山が提案しためり込み挙動の荷重変形関係より接合部の評価ができるように整理されている¹⁰⁷⁾など。現在はそのような基本的な単一的な接合法から、それらを複合したもの¹⁰⁸⁾など、さらには引きボルトの固定にラグスクリューボルトを用いて、めり込みに対する補強を併せ持つような接合法¹⁰⁹⁾などが多く提案されている。

②木質ラーメン構造の動的挙動に関する研究

木質材料を用いたラーメン構造では、その動的挙動についても解明すべき点が多い。木質材料自体の曲げ挙動は一般にはほぼ弾性であり、塑性化によるエネルギー吸収は期待できない。そこで接合部を強く造れば構造体は、ほとんど塑性化することなく弾性的に終局状態を迎えることになる。一方、接合部の強度が部材の強度以下であれば接合部の復元力特性が建物の復元力特性となって現れる。前述したように多種多様な接合部があり、五十田らはそれぞれについて時刻歴応答解析を実施して接合部の違いによる動的特性を明らかにした¹¹⁰⁾。また、野口¹¹¹⁾らはラーメンフレームの模型振動台実験を実施し、実験と応答解析との適合性を論じている。

③異なる復元力特性を持つ木造耐力壁を併用した構造に関する研究

大橋らは、壁式耐力壁とラーメン架構の面内せん断実験より壁式耐力壁とラーメン構造の構造特性の違いを把握し、ラーメン構造他構造との併用構造の設計では許容せん断耐力の決定要因が違うもの場合、変形角の基準を設定する必要があると報告¹¹²⁾している。また五十田らは、異なる変形性能を持つ耐力壁や軸組壁が加算された構造に対し、“Incremental Dynamic Analysis”という検討手法により構造安全性の検討¹¹³⁾をしている。壁倍率方法やエネルギー等価法などを想定して検討した結果、は構造用合板壁と異なる特性を持った壁を組み合わせた場合、脆性壁については荷重変形の加算後に壁倍率を再計算した場合であっても危険側であったと示されている。

1.3.1 木質複合建築物構造技術の開発について¹¹⁴⁾

建設省総合技術開発プロジェクト「木質複合建築物構造技術の開発」は平成 11 年から平成 15 年の 5 か年の計画で実施された。従来の木質構造では困難であった中層の事務所や集合住宅などの建築物に木材を活用しながら実現するための技術環境整備として、①木質材料と他の材料とを複合化した木質ハイブリッド部材、②異種材料を用いた木質ハイブリッド接合部および木材と他材料の間のハイブリッド接合部、③木造と他の構造を複合化した木質ハイブリッド構造に対して技術開発を行い、構造・防火に関する性能評価法と具体的な設計法を開発することを目的として実施された。

1) 木質ハイブリッド部材・接合部の開発¹¹⁵⁾など

応力の種類と抵抗機構によって分類整理した上で、木質ハイブリッド部材の剛性耐力に関する理論式を提案し、鋼材や FRP で補強した木質ハイブリッド部材について、曲げ、せん断、座屈に対する加力実験を行い、理論式と実験結果を照合している。

この他に剛性耐力に及ぼす各種の影響因子についての考え方の整理、ハイブリッド部材の耐力に及ぼす荷重継続時間の影響に関する考察、接着耐久性の評価法に関する実験的検討、高性能耐力壁の開発、2 方向ラーメン接合部に関する検討などを行っている。

2) 木質ハイブリッド構造の開発^{116),117)}など

木質ハイブリッド構造の構造設計法の開発にあたって、現在不足しているデータの蓄積を目的として、課題抽出および検討を重ねている。1 階 RC 造+2~5 階木質構造のような立面複合システムを対象として解析的な検討を行っており、現行の地震層せん断力分布係数 A_i が妥当であり、現行基準で要求される剛性率による割増しは必要がないことが確認された。また、木質構造と RC 造が平面的に組み合わせられた場合の地震時挙動を把握するとともに、床と構造間の接合部に要求される性能を定量化した。

3) 耐火部材の開発¹¹⁸⁾

柱、梁、壁、床について耐火性能に関する実験的検証を行っている。その結果、床、壁については石膏ボード等の耐火被覆を用いる方法により、木材を使用した柱梁部材についても、「燃え止まり部材」と「被覆系部材」について耐火性能を確認している。

1.4 用語の定義

1) 建物の評価方法

本論文では、耐力壁等の設計への考慮の仕方や建物に生じる水平力の想定の方を指す。また、水平力は建築基準法施行令第 88 条に示す地震力とする。

2) 面材耐力壁

建築基準法施行令第 46 条に示す構造耐力上必要な軸組のうち、構造用合板などの構造用面材を、柱材やはり材などの軸組に直接または受け材を介して、釘・木ねじ等により留めつけて面として抵抗する耐力壁を指す。本論文では構造用面材に MDF を用いる。

3) 4 つの指標

面内せん断試験の結果より壁倍率を算出する際に用いる指標のことを 4 つの指標と指す。

① $P_{max} \times 2/3$

② P_y

③ $P_u \times 0.2 / D_s$

④ 特定変形時の耐力 (P_{150} または P_{120})

【記号】

P_{max}	: 最大耐力の下限值 [kN]
P_y	: 降伏耐力の下限值 [kN]
P_u	: 終局耐力の下限值[kN]
D_s	: 構造特性係数 ($=1/\sqrt{2\mu - 1}$)
μ	: 塑性率

P_y は損傷限界の程度を評価するもので中地震に対応する。 P_u 及び μ は大地震時の安全性を担保するため、保有耐力的な評価が含まれている。 $0.2P_u/D_s$ は本来 $C_o=1.0$ で行なう保有水平耐力設計を $C_o=0.2$ に換算した指標である。それぞれの指標で現行の許容応力度計算に相当する $C_o=0.2$ の外力に対して短期許容応力度以内かつ、層の変形制限を満足すること、さらに $C_o=1.0$ の外力に対して保有水平耐力を有することを要求している。また、大風に対する安全性を担保するための評価として、最大耐力の $2/3$ という数値が盛り込まれており、特定変形時の耐力は極端に損傷限界変形が大きな耐力壁が存在した場合でも、損傷限界の加算則を概ね確保することがねらいとされている。¹¹⁹⁾

(参考 1) 壁倍率の算出方法 ¹⁰²⁾

壁倍率は、繰り返し加力試験の荷重変形曲線より前述の 4 つの指標を求め、次式より壁倍率を求める。

$$\text{壁倍率} = \frac{P_a}{1.96 \times L}$$

$$P_a = \alpha \times P_0$$

【記号】

P_a	: 短期許容せん断耐力 [kN]
L	: 有効壁長さ [m]
1.96	: 基準耐力 [kN]
α	: 耐久性、施工性などによる低減定数

また P_0 は、以下の 4 つの特性値の最小値となる。

なお、特性値の算出方法は参考 2 として後述する。

$$P_0 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} P_{\max} \\ P_y \\ 0.2 P_u / D_s \\ P_{120(150)} \end{array} \right.$$

(参考 2) 特性値の算出方法¹⁰²⁾

- 1) 包絡線上の $0.1P_{max}$ と $0.4P_{max}$ を結ぶ直線 (直線①) を引く
- 2) 包絡線上の $0.4P_{max}$ と $0.9P_{max}$ を結ぶ直線 (直線②) を引く
- 3) 包絡線に接するまで直線②を平行移動し、これを直線③とする。
- 4) 直線③と直線①との交点を降伏荷重($=P_y$)とし、この点から X 軸に平行に直線④を引く。
- 5) 直線④と包絡線との交点を降伏変位($=\delta_y$)とする
- 6) 原点を結ぶ直線(直線⑤)を引き、その傾きを試験剛性($=K$)とする。
- 7) 最大荷重後の $0.8P_{max}$ 荷重低下域の包絡線上の変位または $1/15\text{rad}$ のいずれかの小さい方の変形を終局変位 ($=\delta_u$) と定める。
- 8) 包絡線と X 軸及び δ_u で囲まれる面積を S とする。
- 9) 包絡線と X 軸及び Y 軸に平行な直線で囲まれる台形の面積が S と等しくなるように X 軸に平行な直線⑥を引く。
- 10) 直線⑤と直線④との交点の荷重を完全弾塑性モデルの終局耐力 P_u と定め、そのときの変位を完全弾塑性モデルの降伏変位 ($=\delta_y$) とする。
- 11) 塑性率 $\mu = (\delta_u / \delta_y)$
- 12) 構造特性係数 D_s は、塑性率 μ を用い、 $D_s = 1 / (2\mu - 1)^{0.5}$ とする。
- 13) 変形角が $1/15\text{rad}$ を超えても最大荷重に達しない場合には $1/15\text{rad}$ 時の荷重を最大荷重 P_{max} とする。

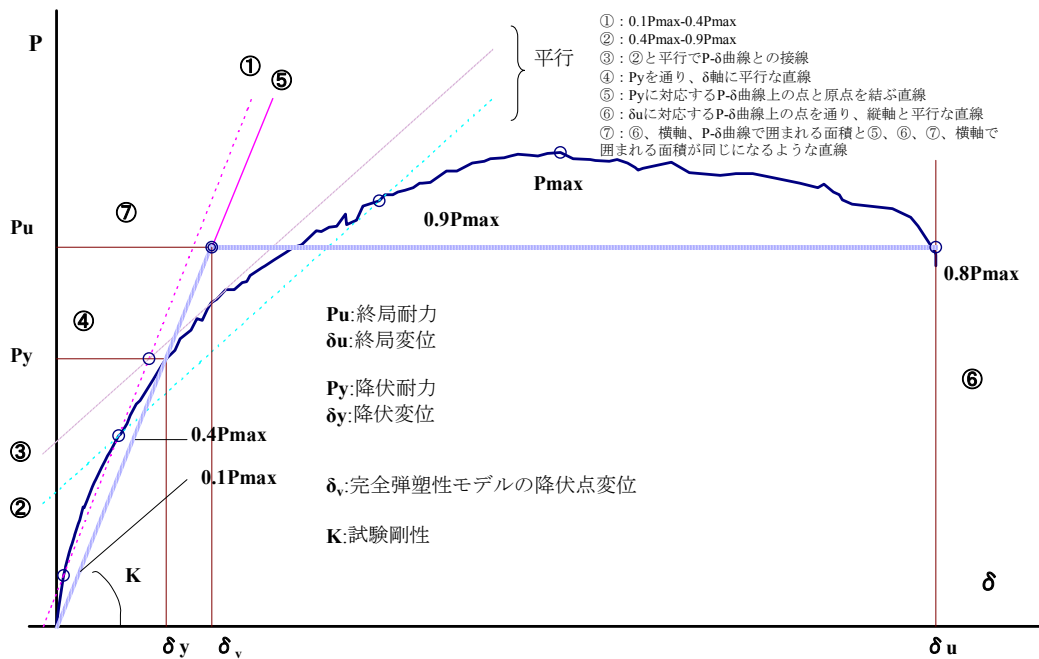


図 1.4.1-1 構造特性値の算出方法

1.5 本論文の構成

本論文は 6 章から構成されている。

第 1 章「序論」では、既往の研究を含めて、木質ラーメン構造が抱えている課題や現状一般的に行われている設計方法について述べ、本研究の目的及び位置づけを示した。

第 2 章「木質ラーメンを用いた建物の評価方法の検討」では、第 3 章以降に述べる構造の地震力に対する評価値を検討した。木質ラーメンと面材耐力壁を併用した構造においては、1/150rad 時の耐力評価の場合と終局状況を考慮した評価では評価値がばらつくことを示し、さらに終局状況を考慮した評価では $C_o=0.3$ を下回ることを確認した。木質ラーメンと鉄筋コンクリート造を併用した構造においては、木フレームとの境界部分の RC 造コアに木造部分の負担せん断力を全て負担させるとして評価した場合に 1 次設計に相当する地震力に対していずれの耐力要素も許容耐力以下に収まることを確認した。

第 3 章「木質ラーメン構造、壁式構造の地震時挙動把握」では基本的な挙動把握として、純ラーメンとした構造と面材耐力壁のみの構造の実大振動台実験、時刻歴応答解析を用いた解析的検討によって純ラーメンとした構造の評価方法の妥当性を検証した。純ラーメンとした構造の実大振動台実験では、中地震を想定した加振では損傷なし、大地震を想定した加振では倒壊なしという建築基準法が定める基準は満足しているものの、同程度の評価値であった壁式構造よりも応答変形や構造躯体への損傷が大きく、同等の耐震性能とは言い難い結果となった。解析的検討では、接合部のエネルギー吸収量を向上させた場合でも 1/150rad 時の耐力評価では不十分で増分解析などにより終局状態を考慮に入れた設計が必要ということを明らかにした。

第 4 章「木質ラーメンと壁式耐力壁を併用した構造の地震時挙動把握」では、木質ラーメンと面材耐力壁を併用した構造の実大振動台実験によって、評価方法の妥当性を検証した。この構造では壁式耐力壁とバランスを調整のために建物全体の許容耐力が大きくなっており、実挙動においても耐震性能は高いことを確認した。しかし、入力レベルに関わらずねじれ挙動を示しており、許容耐力による偏心率評価ではなく、ラーメン、面材耐力壁ともに適切な剛性評価を行わないと地震時の被害が大きくなる可能性があることを明らかにした。

第 5 章「木質ラーメンと壁式鉄筋コンクリート耐力壁を併用した構造の地震時挙動把握」では、実大振動台実験によって、水平構面によるせん断力の伝達能力の把握および評価方法の妥当性を検証した。実大振動台実験では、厚物合板を用いた木床、RC スラブを用いた RC 床ともに RC 造コアへのせん断力の伝達能力を確認し、また RC 床の場合に RC 造コアへのせん断力の伝達量の増加によって木フレーム側の変形を低減させることが明らかになった。また、木フレームとの境界部分の RC 造コアに木造部分の負担せん断力を全て負担させるとして評価した場合、実際は木フレームも僅かではあるがせん断力を負担するため、水平構面や W-RC 接合部について安全に評価できることを示した。

第 6 章「結論」では、木質ラーメンを用いた建物の振動台実験の実験結果について本研究で得られた結果を総括し、さらに本研究から明らかになった課題を述べた。

木質ラーメンを用いた建物の評価方法の検討

第2章

・想定される評価方法による建物の評価

木質ラーメン構造、軸組構造、併用構造の
耐震性能評価と実大振動台実験
日本建築学会構造系論文集
2009年2月掲載

木質ラーメン構造振動台実験の
応答変形の追跡と解析的検討
日本地震工学会論文集、2009年8月掲載

木質ラーメンの基本性能把握

- ・実大振動台実験による動的特性把握
- ・評価方法の妥当性検証
- ・時刻歴応答解析を用いた実験結果追跡
- ・木質ラーメン構造の評価方法の検討

第3章

木質ラーメン+壁式構造の性能把握

- ・実大振動台実験による動的特性把握
- ・評価方法の妥当性検証

第4章

木質ラーメン+RC造の性能把握

- ・実大振動台実験による動的特性把握
- ・評価方法の妥当性検証

第5章

第6章 結論

総括と課題抽出

RC造と木フレームを平面的に
併用した構造の振動台実験
日本建築学会構造系論文集
2014年3月掲載予定

第 2 章

木質ラーメンを用いた建物の 評価方法の検討

2.1 本章の目的

第3章以降で木質ラーメン構造および併用構造の評価値と地震時挙動の関連性を確認するにあたり、本章では各構造でいくつか想定される設計法で求めた建物の評価値のばらつきを確認する。

木質ラーメンと面材耐力壁を併用した構造においては、木質ラーメンについては終局状態の評価の有無、面材耐力壁については壁倍率算出に乗じる低減係数の有無や雑壁の評価の有無を主なパラメータとする。木質ラーメンと鉄筋コンクリート造を併用した構造においては、木フレームとRC造コアの間でせん断力の伝達の有無などをパラメータとする。

2.2 木質ラーメンと壁式耐力壁を併用した構造

本項では、第3章、第4章で示す実大振動台実験に用いる建物をいくつか想定される評価方法で建物全体の評価値を求め、評価値のばらつきを確認する。

建物全体の評価値を求める際の、木質ラーメンおよび面材耐力壁の評価方法のパラメータは以下に示す。

<木質ラーメン>

- ・ ラーメンフレームの終局状態の考慮の有無

※ 終局状態を考慮しない場合については、接合部に回転剛性を考慮したフレームモデルの弾性解析より求めた特定変形時の耐力を評価値とする。終局状態を考慮する場合については、増分解析により建物の荷重変位関係を求め、接合部の塑性点などの限界点を定めて評価値を求める。

<面材耐力壁>

- ・ 壁倍率算出時に乗じる壁の施工や耐久性に関する低減係数の有無
- ・ 腰壁や垂れ壁などの雑壁の評価の有無



ラーメン構造（第3章）



壁式構造（第3章）



併用構造（第4章）

2.2.1 各要素の許容耐力

1) ラーメン

図 2.2.1-1 に示す接合部を用いたラーメンの許容耐力を求める。接合部などの詳細については第 3 章にて示しているため省略する。振動台実験で用いるフレームの許容耐力は 2 種類の算出方法を用いる。1 つ目は接合部に回転剛性を持たせた弾性解析によって求められる $1/150\text{rad}$ 時の耐力を用いるもの、もうひとつは終局挙動まで増分解析により求めて $0.2P_u/D_s$ を評価指標として用いるものとする。

弾性解析、増分解析には図 2.2.1-2 に示すような、柱はり材などの線形部材と接合部を回転バネとしたフレームモデルを用いる。接合部のモデルは「3.5.2.1 解析モデルの構築」で示すものを用いる。表 2.2.1-1 にラーメンの $1/150\text{rad}$ 時の耐力を示す。増分解析結果については後述する。

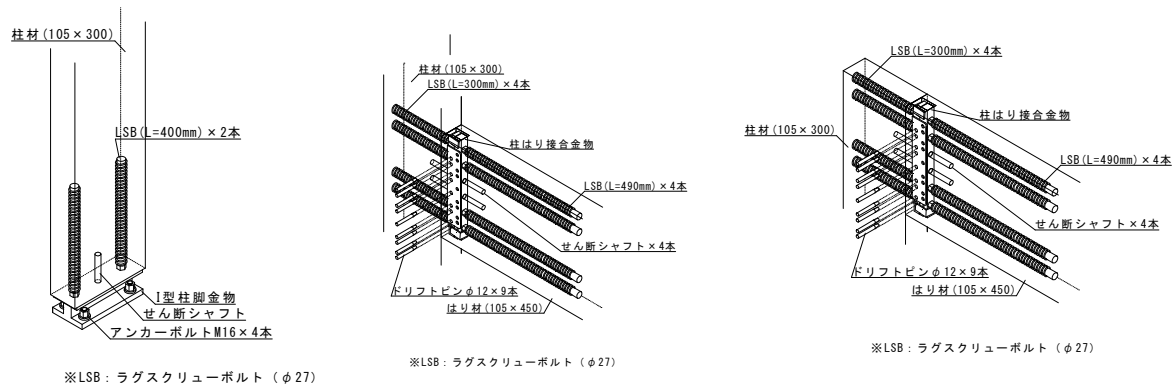


図2.2.1-1 ラーメン接合部（詳細は第3章を参照）

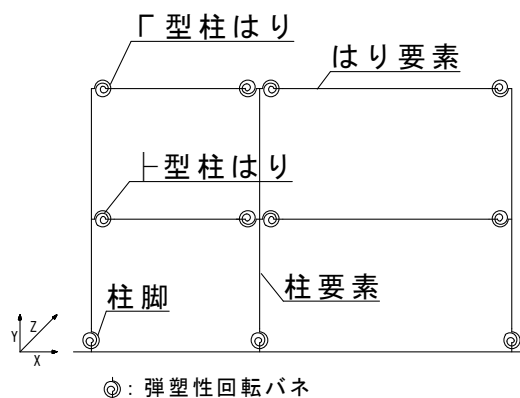


図2.2.1-2 解析モデル

表 2.2.1-1 フレームの 1/150rad 時耐力一覧

	階	通り	1/150rad 時の耐力
ラーメン	1	Y0	28.18kN
		Y1	36.56kN
		Y5	29.96kN
		Y8	42.98kN
		計	137.68kN
併用	1	Y0	28.18kN
		Y1	23.96kN
		計	52.16kN

2) 面材耐力壁

実大振動台実験に用いた面材耐力壁は構造用 MDF 耐力壁である。内壁には真壁仕様、外壁には大壁仕様とし、壁式構造試験体は内外壁ともに真壁仕様を用いている。

大壁仕様、真壁仕様の許容耐力は共に約 4.5kN で、低減率は大壁仕様で 0.75、真壁仕様で 0.825 である。

表 2.2.1 -2 許容耐力一覧

	4つの指標				最小値	低減率	許容耐力	壁倍率
	$2/3P_{\max}$	P_y	$0.2P_u/D_s$	P_{150}				
大壁	6.78	5.69	8.05	7.73	5.96	0.750	4.47	2.5
真壁	7.06	5.65	5.41	5.47	5.41	0.825	4.46	2.5

※大壁仕様：外周が CN50@100、間柱等に CN50@200 で受け材に留められている。

真壁仕様：受け材仕様で受け材と軸組材には N75@ 300 で接合されている。

面材は外周が CN50@100、間柱等に CN50@200 で受け材に留められている。

2.2.2 建物の評価方法検討

本項では「第3章 木質ラーメン構造、壁式構造の地震時挙動把握」、「第4章 木質ラーメンと壁式耐力壁を併用した構造の地震時挙動把握」で用いる以下の建物の評価値をする。

- ・純ラーメンとした構造（第3章）
- ・面材耐力壁を用いた壁式構造（第3章）
- ・ラーメンと面材耐力壁を併用した構造（第4章）

表2.2.2-1に評価値方法一覧を示す。ラーメンは1/150rad時の耐力を許容耐力として評価した場合と増分解析を用いて評価した場合とし、面材耐力壁については、壁倍率を算出する際に用いる4つの指標の最小値やラーメンと同様に1/150rad時の耐力で評価する。また低減率の有無、準耐力壁の評価の有無などをパラメータとした。

表2.2.2-1 評価方法一覧

No.	面材耐力壁			ラーメンフレーム
	評価	許容耐力の決定要因	低減の有無	許容耐力の決定要因
1	基準法	4つの指標の最小値	有	1/150rad
2			無	
3	品確法		有	
4			無	
5	基準法	1/150rad	無	
6	品確法			
7	面積比	4つの指標の最小値		
8		1/150rad		
9		増分解析 ※軸組の場合 4 指標の最小値		門型実験の P_u 、 D_s
10				増分解析 柱脚全塑性を D_u
11			増分解析 柱折損を D_u	

2.2.2.1 木質ラーメン構造の評価値

各評価法において算出される許容耐力を以下に示す

1) No.1～No.8 (決定要因：1/150rad 時の耐力)

表 2.2.1-5 に示されている値を用いる。

許容耐力：137.68 [kN]

C₀ 換算：0.54

2) No.9 (決定要因：門型ラーメンフレーム実験の P_u、D_u)

表 2.2.1-2 に示されている、門型フレーム実験の構造特性値を用い、許容耐力を算出する。

以下の構造特性値を用いる。

$$P_{\max} = 65.32 [kN]$$

$$P_u = 59.31 [kN]$$

$$D_s = 0.59 [kN]$$

最大耐力と終局耐力の比率 a を求める。

$$a = \frac{P_u}{P_{\max}} = \frac{59.31}{65.32} = 0.91$$

増分解析で得られた結果より最大値を 420kN とした時、最大耐力と終局耐力の比率より終局耐力を求める。

$$P_{\max} \times a = 420 \times 0.91 = 382.2 [kN]$$

以上の結果を用いて許容耐力を求める。次の 4 つの指標の最小値を許容耐力とする。

i) $2/3 P_{\max}$ ：280 [kN]

ii) P_y：271.91 [kN]

iii) $0.2 P_u / D_s$ ：129.56 [kN]

iv) P₁₅₀：127.17 [kN]

i) ～ iv) の最小値は 127.17 [kN]となる。

許容耐力：127.17 [kN]

C₀ 換算：0.49

3) No.10・11（決定要因：柱脚全塑性点・柱折損点を D_u とする）

増分解析を用いて柱脚全塑性点、柱折損点の耐力を求める。表 2.2.2-2 に増分解析結果より算出した構造特性値を示す。限界点の定義は、柱脚全塑性点と柱折損点とする。

表 2.2.2-3 に短期基準耐力、短期許容耐力示す。

表2.2.2-2 構造特性値

	P_{\max}	$D_{P_{\max}}$	D_u	K	P_u	D_0	μ	D_s
柱脚全塑性	303.60	0.0190	0.0190	18964	242.88	0.0128	1.48	0.71
柱折損	356.38	0.0274	0.0274	18585	285.10	0.0153	3.79	0.39

※ P_{\max} ：最大耐力[kN]、 $D_{P_{\max}}$ ：最大耐力時の変形角[rad]、 D_u ：終局変形角[rad]、

K：初期剛性[kN/rad]、 P_u ：終局耐力[kN]、 D_0 ：全弾塑性モデルの降伏点変形角[rad]

μ ：塑性率、 D_s ：構造特性係数

表2.2.2-3 短期基準耐力及び短期許容耐力

	短期基準耐力				短期許容耐力	
	$2/3P_{\max}$	P_{150}	P_y	$0.2P_u/D_s$	P_a	C_0
柱脚全塑性	202.40	127.17	171.48	68.00	68.00	0.27
柱折損	237.59	127.17	190.99	91.55	91.55	0.34

※ P_y ：降伏耐力[kN]

2.2.2.2 面材耐力壁を用いた壁式構造の評価値

各評価法において算出される許容耐力を以下に示す。また、1 層目の地震力算定用重量は 252.43kN である。

表 2.2.2-4 に基準法・品確法・面積比における存在壁量を示す。

表2.2.2-4 基準法・品確法・面積比における存在壁量及び許容耐力

		仕様	低減率	許容耐力 (L=1.0m)	壁倍率	存在壁量				許容耐力	C ₀
						耐	準	腰・垂	計		
A	基	真壁	0.83	4.96	2.5	45.5	0.0	0.0	45.5	89.2	0.35
			1.00	6.01	3.1	55.8	0.0	0.0	55.8	109.4	0.43
	品		0.83	4.96	2.5	45.5	5.3	0.0	50.8	99.6	0.39
			1.00	6.01	3.1	55.8	6.5	0.0	62.3	122.1	0.48
	面		0.83	4.96	2.5	45.5	5.3	2.6	53.4	104.8	0.42
			1.00	6.01	3.1	55.8	6.5	3.2	65.6	128.5	0.51
B	基		0.83	5.04	2.6	46.8	0.0	0.0	46.8	91.7	0.36
			1.00	6.11	3.1	56.7	0.0	0.0	56.7	111.2	0.44
	品		0.83	5.04	2.6	46.8	5.5	0.0	52.3	102.4	0.41
			1.00	6.11	3.1	56.7	6.6	0.0	63.3	124.2	0.49
	面		0.83	5.04	2.6	46.8	9.1	2.7	58.6	114.9	0.46
			1.00	6.11	3.1	56.7	11.0	3.3	71.1	139.3	0.55

※₁ 表中の左から 1 列目の文字→A：4 つの指標の最小値、B：1/150rad 時の耐力

表中の左から 2 列目の文字→基：基準法で定める耐力壁

品：品確法で定める耐力壁・準耐力壁

面：耐力壁＋準耐力壁＋品確法で評価されない垂・腰壁

※₂ 許容耐力の単位：kN、存在壁量の単位：m

2.2.2.3 木質ラーメンと面材耐力壁を併用した構造の評価値

1) No.1～8

許容耐力を算出する際には、ラーメンフレームと面材耐力壁は別々に許容耐力を求める。ラーメンフレームは 1 フレームごとに線形解析を行い、1/150rad 時の耐力を求め、許容耐力とする。面材耐力壁は壁倍率から逆算して求めた場合と、1/150rad 時の耐力を許容耐力とする場合とする。

表2.2.2-5 基準法・品確法・面積比における存在壁量及び許容耐力

		仕様	低減率	許容耐力 (L=1.0m)	壁倍率	存在壁量				許容耐力	C ₀
						耐	準	腰・垂	計		
A	基	真壁	0.83	4.96	2.5	22.8	0.0	0.0	22.8	75.9	0.30
		大壁	0.75	4.92	2.5	16.0	0.0	0.0	16.0		
		真壁	1.00	6.01	3.1	27.9	0.0	0.0	27.9	96.5	0.39
		大壁	1.00	6.56	3.3	21.3	0.0	0.0	21.3		
	品	真壁	0.83	4.96	2.5	22.8	4.3	0.0	27.0	89.7	0.36
		大壁	0.75	4.92	2.5	16.0	0.0	0.0	16.0		
		PB	1.00	1.18	0.6	2.7	0.0	0.0	2.7		
		真壁	1.00	6.01	3.1	27.9	8.8	0.0	36.7	119.0	0.48
		大壁	1.00	6.56	3.3	21.3	0.0	0.0	21.3		
		PB	1.00	1.18	0.6	2.7	0.0	0.0	2.7		
	面	真壁	1.00	6.01	3.1	27.9	8.8	6.2	42.9	136.3	0.54
		大壁	1.00	6.56	3.3	21.3	0.0	0.0	21.3		
		PB	1.00	2.30	1.2	5.3	0.0	0.0	5.3		
B	基	真壁	1.00	6.11	3.1	28.4	0.0	0.0	28.4	109.7	0.44
		大壁	1.00	8.49	4.3	27.6	0.0	0.0	27.6		
	品	真壁	1.00	6.11	3.1	28.4	8.9	0.0	37.3	130.4	0.52
		大壁	1.00	7.03	3.6	22.9	0.0	0.0	22.9		
		PB	1.00	2.75	1.4	6.4	0.0	0.0	6.4		
	面	真壁	1.00	6.11	3.1	28.4	8.9	6.3	43.6	152.0	0.61
		大壁	1.00	8.49	4.3	27.6	0.0	0.0	27.6		
		PB	1.00	2.75	1.4	6.4	0.0	0.0	6.4		

※₁ 表中の左から 1 列目の文字→A：4 つの指標の最小値、B：1/150rad 時の耐力

表中の左から 2 列目の文字→基：基準法で定める耐力壁、品：品確法で定める耐力壁・準耐力壁

面：耐力壁＋準耐力壁＋品確法で評価されない垂・腰壁

※₂ 許容耐力の単位：kN、存在壁量の単位：m

表2.2.2-6 併用構造の許容耐力

No.	ラーメンフレーム	軸組部分	許容耐力	C ₀
1	52.16	75.9	128.1	0.51
2		96.5	148.7	0.59
3		89.7	141.9	0.57
4		119.0	171.2	0.68
5		109.7	161.9	0.65
6		130.4	182.56	0.73
7		136.3	188.5	0.75
8		152.0	204.16	0.82

※ No：表 2.2.2-1 に対応する No.である。

2) No.9 (決定要因：門型ラーメンフレーム実験の P_u 、 D_u)

門型フレーム実験の構造特性値を用い、許容耐力を算出する。

以下の構造特性値を用いる。

$$P_{\max} = 65.32[kN]$$

$$P_u = 59.31[kN]$$

$$D_s = 0.59[kN]$$

最大耐力と終局耐力の比率 a を求める。

$$a = \frac{P_u}{P_{\max}} = \frac{59.31}{65.32} = 0.91$$

増分解析で得られた結果より最大値を 405kN とした時、最大耐力と終局耐力の比率より終局耐力を求める。

$$P_{\max} \times a = 405 \times 0.91 = 368.6[kN]$$

以上の結果を用いて許容耐力を求める。次の 4 つの指標の最小値を許容耐力とする。

i) $2/3 P_{\max}$: 245 [kN]

ii) P_y : 209.4 [kN]

iii) $0.2 P_u / D_s$: 124.95 [kN]

iv) P_{150} : 198.1 [kN]

i) ～ iv) の最小値は 124.95 [kN]となる。

許容耐力 : 124.95 [kN]

C_0 換算 : 0.50

3) No.10・11（決定要因：柱脚全塑性点・柱折損点を D_u とする）

増分解析を用いて柱脚全塑性点、柱折損点の耐力を求める。表 2.2.2-7 に増分解析結果より算出した構造特性値を示す。限界点の定義は、柱脚全塑性点と柱折損点とする。

表 2.2.2.8 に短期基準耐力、短期許容耐力示す。

表2.2.2-7 構造特性値

	P_{\max}	$D_{P_{\max}}$	D_u	K	P_u	D_0	μ	D_s
柱脚全塑性	330.9	0.0190	0.0190	36183	264.7	0.0073	2.60	0.49
柱折損	371.1	0.0285	0.0285	34236	296.88	0.0087	3.29	0.42

※ P_{\max} ：最大耐力[kN]、 $D_{P_{\max}}$ ：最大耐力時の変形角[rad]、 D_u ：終局変形角[rad]、

K：初期剛性[kN/rad]、 P_u ：終局耐力[kN]、 D_0 ：全弾塑性モデルの降伏点変形角[rad]

μ ：塑性率、 D_s ：構造特性係数

表2.2.2-8 短期基準耐力及び短期許容耐力

	短期基準耐力				短期許容耐力	
	$2/3P_{\max}$	P_{150}	P_y	$0.2P_u/D_s$	P_a	C_0
柱脚全塑性	220.6	197.7	159.9	108.4	108.4	0.43
柱折損	247.4	197.7	175.3	140.2	140.2	0.56

※ P_y ：降伏耐力[kN]

2.2.2.4 各構造の評価値の比較

表 2.2.2-9 に各構造の評価値一覧、図 2.2.2-1 に各構造の評価値一覧を示す。なお、表中の数字は C_0 換算した値である。

各試験体の許容耐力を見てみると、No.1 から No.8 の評価値はラーメン構造試験体及び、併用構造試験体は大きな値を示している。特に併用構造試験体では No.8 では $C_0=0.8$ を超えている。この値は品確法等級 3 の約 2.7 倍である。増分解析の結果を用いた No.9、10 では変形限界値を変化することで許容耐力の値が大きく変化することが分かる。

大地震に対して大きな損傷を受けないことを目的として、ラーメン構造試験体を設計すると変形の限界点は全柱脚が塑性化する点となる。その点を変形限界点とすると許容耐力は $C_0=0.27$ となり、許容応力度設計では品確法等級 3 に対して満足していたものが、柱脚全塑性点を変形限界点とすると品確法等級 3 を満足していない。

ラーメン構造を設計する際には、どの点を限界点とするかどうかで設計値は大きく変化するので、十分な注意が必要である。

表2.2.2-9 各構造の評価値一覧

No.	許容耐力の決定要因			許容耐力			
	面材耐力壁			ラーメン	ラーメン	壁式	併用
	評価	要因	低減				
1	基	4 指標	無	1/150rad	0.54	0.35	0.51
2			有			0.43	0.59
3	品		無			0.39	0.57
4			有			0.48	0.68
5	基	1/150rad	無			0.44	0.65
6	品					0.49	0.73
7	面	4 指標				0.51	0.75
8		1/150rad				0.55	0.82
9		増分		門型実験	0.49	0.51	0.50
10				増分・全塑性	0.27		0.43
11				増分・折損	0.34		0.56

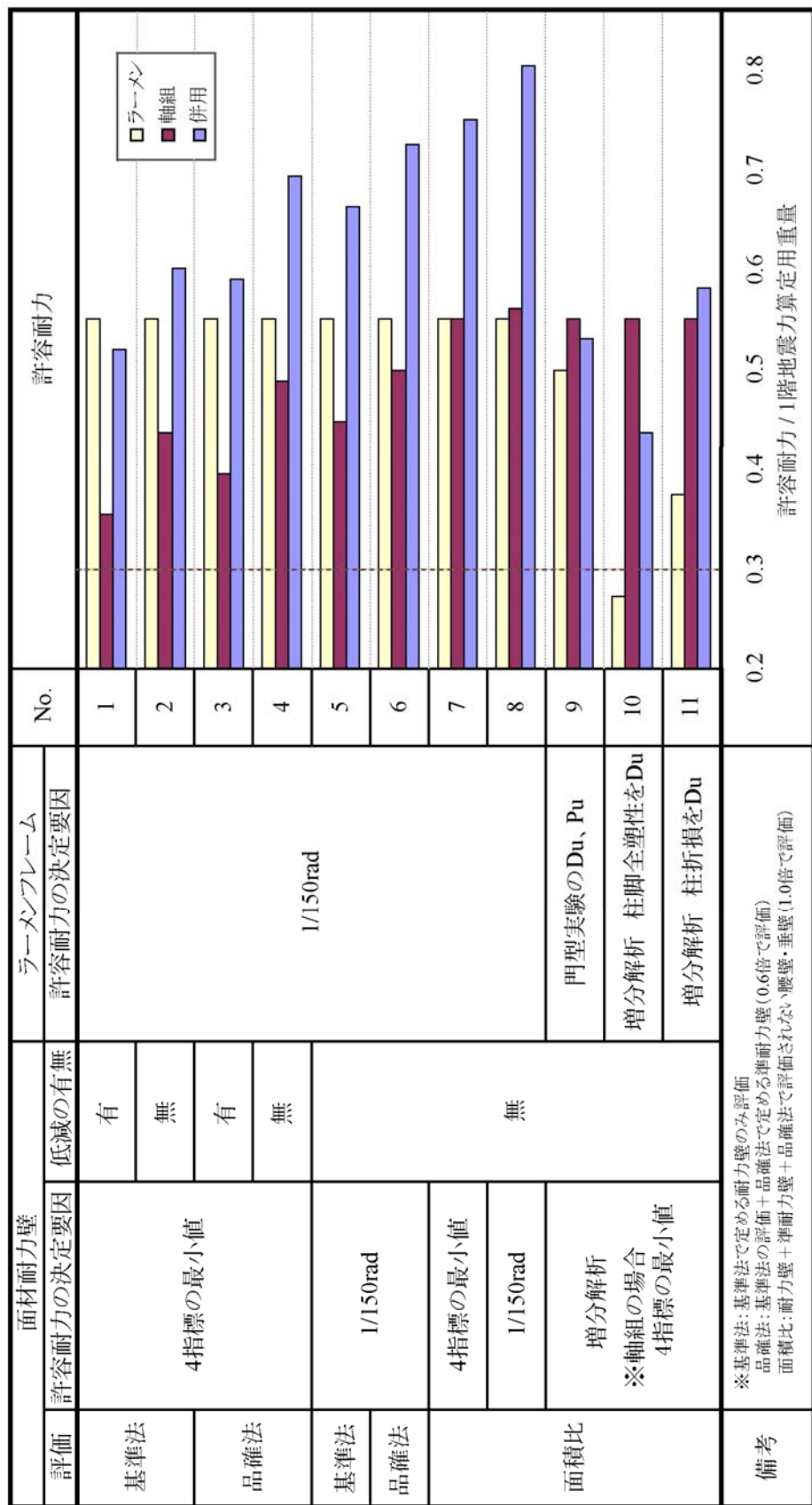


図 2.2.2-1 各構造の評価値

2.2.3 各構造の偏心率

表 2.2.3-1 に各構造の偏心率一覧を示す。また、偏心率の算出過程を後述する。ラーメン構造では 1/150rad 時の耐力に基づいて計算し、壁式構造では壁量によって計算している。併用構造では実務設計で用いられていると考えられるラーメンフレームを 1/150rad とし、壁式構造を壁量から計算したもの、さらに壁量の評価を品確法としたものに加えて、すべての壁を面積比で評価し、低減を乗じないものの合計 3 種類の偏心率を計算した。実務設計の値では有害な変形にならない程度の値に収まっているが、すべての壁を評価し、低減率を乗じない実挙動では 0.20 と偏心を生じる可能性がある結果となった。

表 2.2.3-1 各試験体の偏心率一覧（加振方向）

構造	No.	条件		階	偏心率
		ラーメン	面材耐力壁		
ラーメン	1	1/150rad	壁量	1	0.03
				2	0.07
壁式	1	-		1	0.03
				2	0.12
併用	1	1/150rad		1	0.01
				2	0.02
	2			1	0.08
				2	0.02
	8		1/150rad	1	0.20
				2	0.14

2.3 木質ラーメンと鉄筋コンクリート造耐力壁を併用した構造

本項では、第 5 章で示す木質ラーメンと鉄筋コンクリート造の耐力壁を併用した建物の評価方法の検討を行う。

構造関係技術基準解説書²⁰¹⁾には、平面的に構造が異なる場合の設計方法として以下の 2 つが示されているが本研究では 2 つ目の設計方法について検討することとする。検討のパラメータとして、柔床を想定した方法、RC 造コアに全て負担させる方法、各通りの剛性に応じて負担せん断力を定める方法、増分解析やモード解析を用いた方法を用いる。

- ① 原則としてエキスパンションジョイントを設け、構造種別ごとに分離して個々に設計する。
- ② 分離しない場合で、一体の鉄筋コンクリート造などの床を有し、この床を通じて異なる構造の耐震要素（柱・耐力壁）間の力の伝達が十分にできる場合等には一体として設計する。（中略）また、平面的に併用されている構造の剛性が大きく異なる場合には剛性の低い構造の部分の地震力もすべて剛性の高い構造部分で負担できるように設計し、さらに剛性の低い部分は分離してそれ自身に作用する地震力に対して設計するという方法でも良い。

2.3.1 各要素の許容耐力

本項では、せん断力の負担が予想される各要素の許容せん断耐力を算出する。

対象となる要素は下記に示す 4 要素とする。

- 1) RC 造コア
- 2) 木フレーム
- 3) W-RC 接合部
- 4) 水平構面

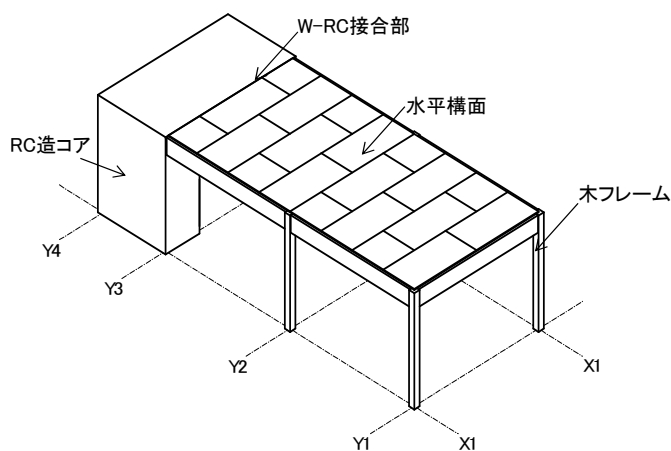


図2.3.1-1 各耐力要素

1) RC 造コア

RC 造コアは、鉄筋コンクリート構造計算規準²⁰²⁾に示す方法を用いて許容せん断耐力を求めた。
なお、算出の際には、設計基準強度 F_c は 30N/mm^2 、壁筋比は 0.00137 、壁厚は 180mm 、壁長は各
通り $2,000\text{mm}$ とした。許容せん断耐力は 432kN となった。

① ひび割れ時の許容せん断力

$$Q_1 = f_s \times t \times L$$

【記号】	Q_1	: ひび割れ時の許容せん断力[N]
	f_s	: コンクリートの短期許容せん断応力度[N/mm ²]
	t	: 壁厚[mm]
	L	: 壁長[mm]

② ひび割れ後の許容せん断力

$$Q_2 = Q_w + Q_c$$

$$Q_w = p_s \times t \times L' \times f_t$$

$$Q_c = b \times j \times \{1.5 f_s + 0.5_w f_t (p_w - 0.002)\}$$

【記号】	Q_2	: ひび割れ後の許容せん断力[N]
	Q_w	: 壁筋の負担する許容せん断力[N]
	Q_c	: 付帯ラーメンの負担効果[N] (本試験ではゼロとした)
	p_s	: 壁筋比 ($p_s = a_s / (x \times t)$)
	L'	: 壁の内法寸法 [mm]
	f_t	: 鉄筋の短期許容引張応力度[N/mm ²]

③ 耐震壁の許容せん断耐力

$$Q_a = \max(Q_1, Q_2)$$

表2.3.1-1 耐震壁の許容水平せん断力

	項目	記号	単位	X方向	Y方向	備考
ひび割れ耐力 Q1	壁長さ	L	mm	2000	2000	
	壁厚	t	mm	180	180	
	設計基準強度	Fc	N/mm ²	30	30	
	長期せん断許容応力度	_L f _s	N/mm ²	0.8	0.8	Fc/30かつ (0.5+Fc/100)
	短期せん断許容応力度	_s f _s	N/mm ²	1.2	1.2	
	ひび割れ時の許容せん断力	Q1	kN	432	432	
ひび割れ後耐力 Q2	鉄筋断面積	a	mm ²	71.33	71.33	D10
	壁筋断面積	a _s	mm ²	142.66	142.66	D10-@250ダブル
	壁筋比	p _s	-	0.0031702	0.0031702	
	鉄筋の許容引張応力度	_s f _t	N/mm ²	295	295	SD295とした。
	壁筋の負担力	Q _w	kN	336.7	336.7	
	付帯ラーメンの負担力	Q _c	kN	0	0	柱がないのでゼロとした。
	ひび割れ後の許容せん断力	Q2	kN	336.7	336.7	
耐震壁の許容水平せん断力Qa		Qa	kN/通り	432.0	432.0	max(Q1,Q2)

※壁筋比について

壁筋は D10@250 ダブル（縦横）であるので壁筋比は下記のようになる。

$$p_s = \frac{a_s}{x \times t_w} = \frac{142.66}{250 \times 180} = 3.17 \times 10^{-2}$$

【記号】 p_s : 壁筋比
 a_s : 有効断面積[mm²]
 x : 壁筋ピッチ[mm]
 t_w : 壁厚[mm]

2) 木フレーム

木フレームはフレーム解析の結果を用いて、層間変形角 $1/150\text{rad}$ 時の耐力を許容せん断耐力とした。これは、別途実施した本試験体と同じ接合部としたフレームの面内せん断試験の結果で、木質系耐力壁の性能評価²⁰³⁾で用いられている4つの指標で評価を行うと、特定変形角時($1/150\text{rad}$)の耐力が4つの指標うち最小となり、許容せん断耐力を定める決定要因となったため、本試験体の木フレームも $1/150\text{rad}$ 時の耐力が4つの指標の決定要因となると考えたことによる。

<木フレームの面内せん断実験>

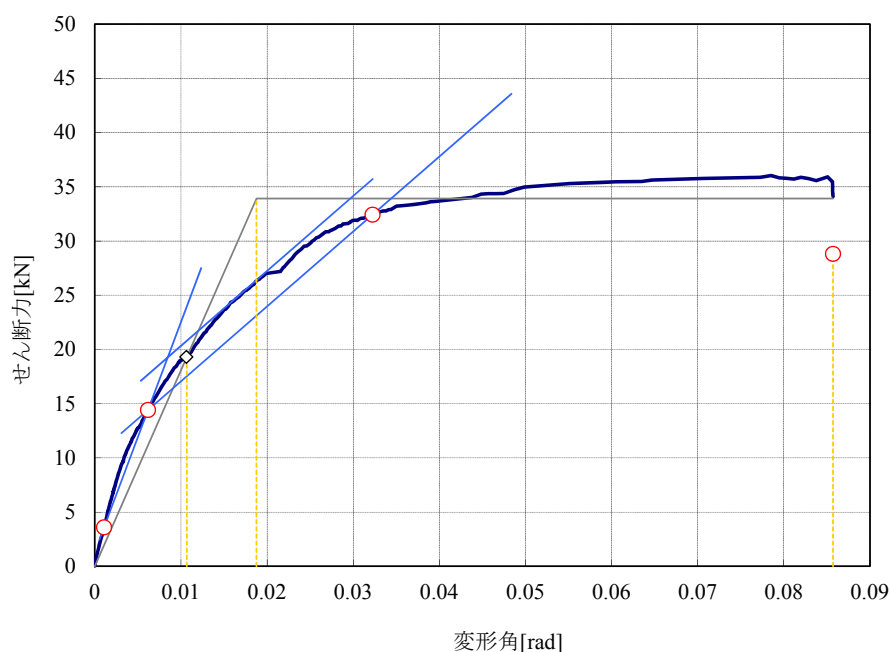


図2.3.1-2 包絡線（木フレームの面内せん断実験 正側）

表2.3.1-2 構造特性値（木フレームの面内せん断実験）

構造特性値	Pmax	D-Pmax	0.1Pmax	0.4Pmax	0.8Pmax	0.9Pmax	Py	D-Py	δy	δu	Ko	Energy
	[kN]	[rad]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[rad]	[rad]	[rad]	[kN/rad]	[kN・rad]
	36.03	0.0785	3.60	14.41	28.83	32.43	19.29	0.0085	0.0107	0.0857	1808.75	2.59
	Pu	δv	μ	Ds	Psp	D-Psp						
	[kN]	[rad]	[-]	[-]	[kN]	[rad]						
	33.92	0.0188	4.57	0.35	15.13	0.0067						
4指標	2/3Pmax	Py	Psp	0.2Pu/Ds	最小値							
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]							
	24.02	19.29	15.13	19.36	15.13							

＜木フレームの増分解析結果＞

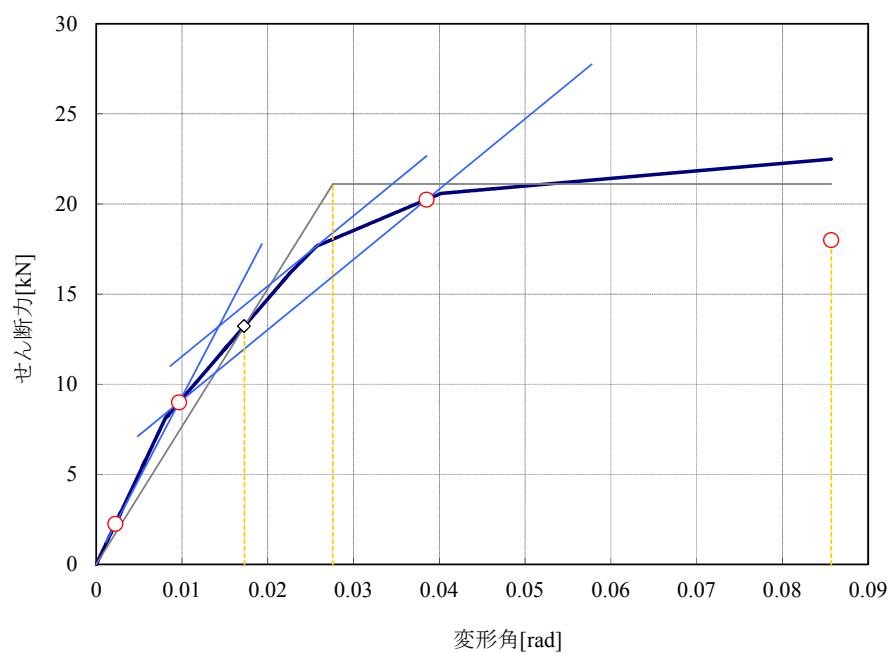


図2.3.1-3 包絡線（木フレームの増分解析）

表2.3.1-3 構造特性値（木フレームの増分解析 フレーム Du 時）

構造特性値	Pmax [kN]	D-Pmax [rad]	0.1Pmax [kN]	0.4Pmax [kN]	0.8Pmax [kN]	0.9Pmax [kN]	Py [kN]	D-Py [rad]	δy [rad]	δu [rad]	Ko [kN/rad]	Energy [kN・rad]
	22.50	0.0857	2.25	9.00	18.00	20.25	13.22	0.0143	0.0173	0.0857	765.59	1.52
	Pu [kN]	δv [rad]	μ [-]	Ds [-]	Psp [kN]	D-Psp [rad]						
	21.11	0.0276	3.11	0.44	6.72	0.0067						
4指標	2/3Pmax [kN]	Py [kN]	Psp [kN]	0.2Pu/Ds [kN]	最小値 [kN]							
	15.00	13.22	6.72	9.64	6.72							

3) W-RC 接合部

RC 造コアと木フレームを繋ぐ接合部については、木質構造設計規準²⁰⁴⁾の「曲げ降伏型接合具を用いた接合」に示されている鋼板添え板一面せん断接合部（ボルト接合）の計算式を用いた。計算の際の条件としては、木はりの比重が実測値で 0.5 を超えていたため、木材の基準支圧強度を 25.4N/mm^2 とし、接合具の降伏強度を 235N/mm^2 とし、許容耐力を求めた。なお、終局強度比については水平構面からのせん断力の伝達に考慮して割増は行わなかった。接合箇所 1 か所あたりの許容せん断耐力は約 6.1kN となり、Y3 通りで計 5 か所接合しているため、全体で 30.3kN となる。

また、加振直交方向で床はりが特殊金物を介して RC 造コアに接合している接合部についても許容引張耐力を求める。算出方法はボルト 2 本分の引張降伏耐力と角鋼を剛体と見なした場合のはり材の圧縮降伏耐力の小さい方を接合部の許容耐力とした。またボルトにはせん断力も生じるため、張力とせん断力が同時に作用することを考慮する。木材の基準支圧強度を 25.4N/m^2 、ボルトの降伏強度を 235N/m^2 、せん断応力はボルトの許容せん断応力として算出した場合、許容引張耐力は 35.4kN となった。

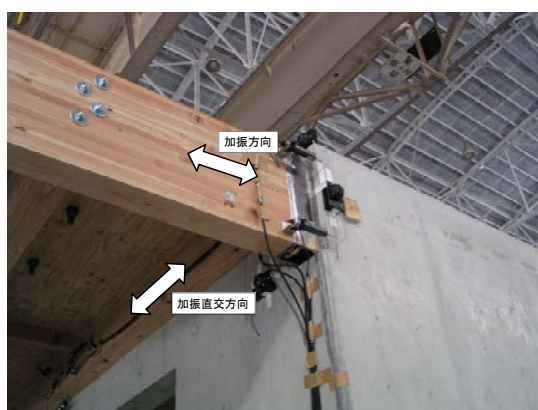


写真 2.3.1-1 W-RC 接合部

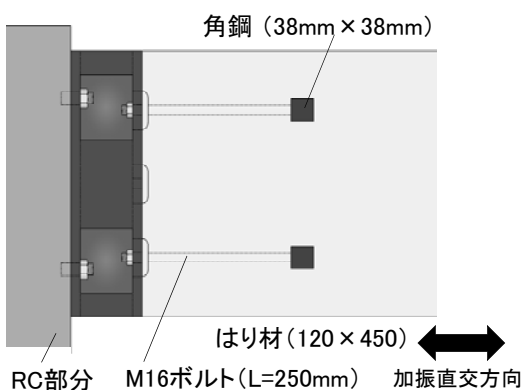


図 2.3.1-4 W-RC 接合部（引張方向）

- ・ 接合部の短期許容せん断耐力（鋼板添え板一面せん断、ボルト接合）

$$P_a = \frac{1}{3} \cdot j \cdot K_d \cdot K_m \cdot r_u \cdot P_y$$

$$P_y = F_e \cdot d \cdot l \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} 1.0 \\ \sqrt{2 + \frac{2}{3} \gamma \left(\frac{d}{l} \right)^2} - 1 \\ \frac{d}{l} \sqrt{\frac{2}{3} \gamma} \end{array} \right.$$

- 【記号】 P_a : 設計用許容せん断耐力[N]
 jK_d : 荷重継続期間係数（短期の場合 2.0）
 jK_m : 含水率影響係数（使用環境Ⅲの場合 1.0）
 r_u : 終局強度比（本検討では 1.0 とした）
 P_y : 降伏せん断耐力[N]
 F_e : 主材の基準支圧強度[N/mm²]
 d : 接合具径[mm]
 l : 主材厚[mm]
 γ : F / F_e ※F は接合具の基準強度

表2.3.1-4 鋼板添え板一面せん断接合部の短期許容せん断耐力

	項目	記号	単位	数値	備考
降伏せん断耐力	接合具の降伏強さ	F	N/mm ²	235	4.6想定
	主材の支圧強度	F_e	N/mm ²	25.4	J1想定（からまつ、べいまつ）。繊維方向。
	接合具と主材の強度比	γ	-	9.25	$\gamma = F / F_e$
	接合具同径	d	mm	12	
	接合具長さ	L	mm	120	
	接合形式係数	I	-	1.0	1.0で固定
		Ⅲ	-	0.4	$(2 + 2/3 \cdot \gamma \cdot (d/l)^2)^{0.5-1}$
		Ⅳ	-	0.2	$d/l \cdot (2/3 \cdot \gamma)^{0.5}$
		minC	-	0.2	
	接合部の降伏せん断耐力	P_y	kN	9.08	$P_y = F_e \times d \times L \times \text{minC}$
許容せん断耐力	荷重継続期間影響係数	jK_d	-	2.0	短期：2.0
	含水率影響係数	jK_m	-	1.0	使用環境Ⅲ
	終局強度比	r_u	-	1.0	
	短期許容せん断耐力	P_{ao}	kN/本	6.06	$P_{ao} = 1/3 \times j \cdot K_d \times j \cdot K_m \times r_u \times P_y$
		P_a	kN	30.28	5本あたり

・ 接合部の引張許容耐力

$$P_a = \min \begin{cases} P_{wc} \\ P_{bt} \end{cases}$$

$$P_{wc} = H \cdot B \cdot f_c$$

$$f_c = K_o \cdot K_f \cdot K_d \cdot F_c$$

$$P_{bt} = f_{ts} \cdot A_e$$

$$f_{ts} = 1.40 f_t - 1.60 \tau$$

【記号】	P_a	: 設計用許容引張耐力[N]
	P_{wc}	: 角鋼部分の許容圧縮耐力[N]
	P_{bt}	: 引きボルトの許容引張耐力[N]
	f_c	: 圧縮許容応力度[N/mm ²]
	H	: 角鋼の高さ[mm]
	B	: 角鋼の幅 (= はり材の幅) [mm]
	K_o	: 基準化係数 (1/2)
	K_f	: 安全係数 (2/3)
	K_d	: 荷重継続期間影響係数
	f_{ts}	: 組み合わせ応力を受ける場合の許容引張耐力[N]
	f_t	: ボルトの引張許容応力度[N/mm ²]
	τ	: ボルトに作用するせん断応力度[N/mm ²] ※ここでは $f_t / \sqrt{3}$ とした。

表2.3.1-5 W-RC 接合部の短期許容せん断耐力（加振直交方向）

	項目	記号	単位	数値	備考
木材の圧縮降伏耐力	角座金 長辺	L	mm	120	
	角座金 短辺	B	mm	38	
	基準材料強度	F_1	N/mm ²	25.4	J1相当
	安全係数	K_f	-	0.67	木質構造設計規準より 2/3
	基準化係数	K_o	-	0.50	木質構造設計規準より 1/2
	荷重継続期間影響係数	K_d	-	2.0	短期2.0
	短期支圧許容応力度	f_1	N/mm ²	16.93	
	短期支圧許容耐力	P_{y1}	kN/箇所	77.22	1箇所あたり
ボルトの引張耐力	有効断面積	A_e	mm ²	157	
	基準強度	F	N/mm ²	235	4.6想定。
	短期引張許容応力度	f_t	N/mm ²	235	
	短期せん断許容応力度	f_s	N/mm ²	235	
	組み合わせ許容応力度	f_{ts}	N/mm ²	111.92	$f_{ts}=1.4 \times f_t - 1.6 \tau$ ※ $\tau=f_t/\sqrt{3}$ とした
	短期引張許容耐力	P_{y02}	kN/本	17.57	1本当たり
		P_{y2}	kN	35.14	1つの接合部あたり（1箇所につき2本）
接合部の許容耐力		P_a	kN	35.14	$P_a = \min (P_{y1}, P_{y2})$

4) 水平構面

水平構面については、河合らが実施した面内せん断実験²⁰⁵⁾の結果をもとに許容せん断耐力を定めた。木質系耐力壁の性能評価で用いられている評価方法²⁰³⁾で許容せん断耐力を求めると、4つの指標のうち $0.2P_u/D_s$ が最小値となり、その値を許容せん断耐力とした。木床で 75.8kN、RC 床で 89.0kN となった。

表2.3.1-6 水平構面の許容せん断耐力

		構造特性係数				4つの指標※			備考
		Py [kN]	Pu [kN]	μ [-]	Ds [-]	Py [kN]	$0.2P_u/D_s$ [kN]	Pa [kN]	
木床	単調	136.4	237.5	3.65	0.40	136.40	119.22		
	繰り返し①	125.5	181	2.28	0.53	125.50	68.30		
	繰り返し②	119.3	179.4	3.19	0.43	119.30	83.22		
	平均値	122.4	180.2	2.735	0.47	122.40	75.76	75.76	繰り返し①,②の平均値
RC床	単調	105.7	200.4	6.36	0.29	105.70	137.21		
	繰り返し①	119.8	178.3	3.69	0.40	119.80	90.07		
	繰り返し②	109.6	173	3.73	0.39	109.60	87.94		
	平均値	114.7	175.65	3.71	0.39	114.70	89.01	89.01	繰り返し①,②の平均値

※ $2/3P_{max}$ 、 P_{150} についてはPyおよび $0.2P_u/D_s$ より大きい値ということを確認している。

$2/3P_{max}$ → 木床：170kN程度、RC床：133kN程度

P_{150} → 木床：100kN程度、RC床：180kN程度

2.3.2 建物の評価方法検討

本項では、想定される設計方法で求めた設計値と各要素の許容せん断耐力との関係について論じる。まず、想定される設計法により各通りが負担するせん断力を求める。続いて「2.3.1 各要素の許容耐力」にて算出した許容せん断耐力と負担せん断力を比較し検定比を求める。設計に用いる地震力は1次設計を想定して標準せん断力係数 0.2（以降、 $C_o=0.2$ ）とする。

＜せん断力の負担が予想される要素＞

- 1) 木フレーム（Y1 通り、Y2 通り）
- 2) RC 造コア（Y3 通り、Y4 通り）
- 3) 水平構面
- 4) W-RC 接合部

表2.3.2-1 設計用地震力

		層	Wi[kN]	ΣWi [kN]	Ai	Ci	ΣQi [kN]
木床	W	1	87.7	87.7		0.20	17.5
	RC	1	123.0	123.0		0.20	24.6
RC床	W	1	88.8	88.8		0.20	17.8
	RC	1	123.3	123.3		0.20	24.7
2階建て	W	2	87.7	87.7	1.24	0.25	21.8
		1	88.6	176.3	1.00	0.20	35.3
	RC	2	123.0	123.0	1.24	0.25	30.5
		1	173.8	296.7	1.00	0.20	59.3

※標準せん断力係数を 0.2 $C_i=Z \times R_t \times A_i \times C_o$

※2 階建て試験体の Ai については建物全体として求める。

$$A_i=1+(1/\sqrt{(a_i)-a_i}) \times 2T/(1+3T)$$

※T については木フレーム部分の値を用いる。T：木造部分→ $T_w=0.03h=0.17s$ $T_c=0.6$ より $T_r < T_w < T_c$ より $R_t=1.0$

Z：質量分布

本建物とは状況が異なるが、水平構面を柔床と考える。各通りが負担する質量に応じてせん断力を負担する方法（Z）で木フレーム部分の荷重伝達能力を確認する。

検定比をみると、木造部分の検定比がその他に比べて大きい傾向がみられる。その木造部分のうち Y2 通りの検定比は全ての試験体で 1.0 以上となり、許容せん断耐力を超える結果となった。一方、RC 造コア部分は 8.5%以下と余裕のある設計であった。

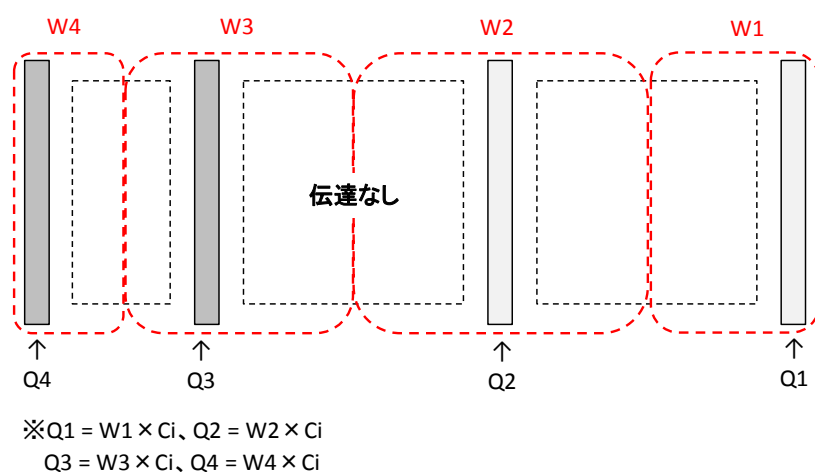


図2.3.2-1 質量分布（Z）

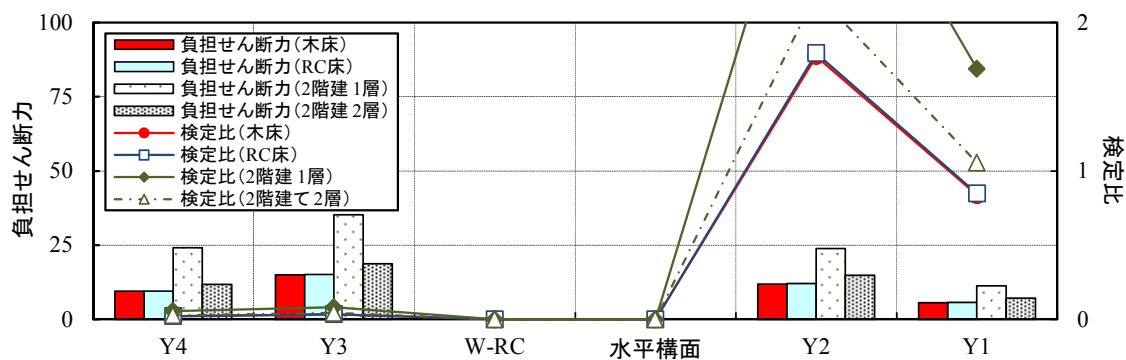


図2.3.2-2 負担せん断力と検定比（質量分布 Z）

表2.3.2-2 質量比例分布 (Z)

方法	試験体名	項目	単位	Y4	Y3	W-RC	水平構面	Y2	Y1	合計
質量比例分布 (Z)	木床	Qo	kN	9.5	15.1			11.9	5.6	42.1
		α	-	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	-
		Qo $\times\alpha$	kN	9.5	15.1	0.0	0.0	11.9	5.6	42.1
		Py	kN	432	432	30.3	75.8	6.72	6.72	-
		Q/Py	-	0.022	0.035	0.000	0.000	1.773	0.838	-
	RC床	Qo	kN	9.5	15.1			12.1	5.7	42.4
		α	-	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	-
		Qo $\times\alpha$	kN	9.5	15.1	0.0	0.0	12.1	5.7	42.4
		Py	kN	432	432	30.3	89	6.72	6.72	-
		Q/Py	-	0.022	0.035	0.000	0.000	1.794	0.848	-
	2階建て (1層)	Qo	kN	24.1	35.2			23.9	11.3	94.6
		α	-	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	-
		Qo $\times\alpha$	kN	24.1	35.2	0.0	0.0	23.9	11.3	94.6
		Py	kN	432	432	30.3	75.8	6.72	6.72	-
		Q/Py	-	0.056	0.082	0.000	0.000	3.551	1.688	-
	2階建て (2層)	Qo	kN	11.8	18.7			14.8	7.1	52.4
		α	-	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	-
		Qo $\times\alpha$	kN	11.8	18.7	0.0	0.0	14.8	7.1	52.4
		Py	kN	432	432	30.3	75.8	6.72	6.72	-
		Q/Py	-	0.027	0.043	0.000	0.000	2.199	1.055	-

C : RC 造コア集中

木造部分では鉛直構面に比して水平構面が剛い構造であるので、木部分の質量に応じた負担荷重が水平構面ですべて処理できると考えた設計 (C) を採用する。ここでは Y3 通りの RC 造壁が、それらをすべて負担すると考える。

検定比をいってみると、水平構面が 25%程度、W-RC 接合部が 50%程度の検定比となった。また RC 造コアは木造部分を負担したとしても 10%程度にすぎない。

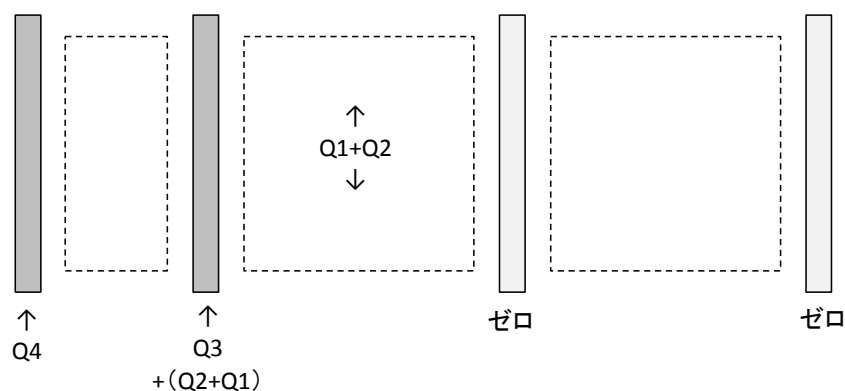


図2.3.2-3 RC 造コア集中 (C)

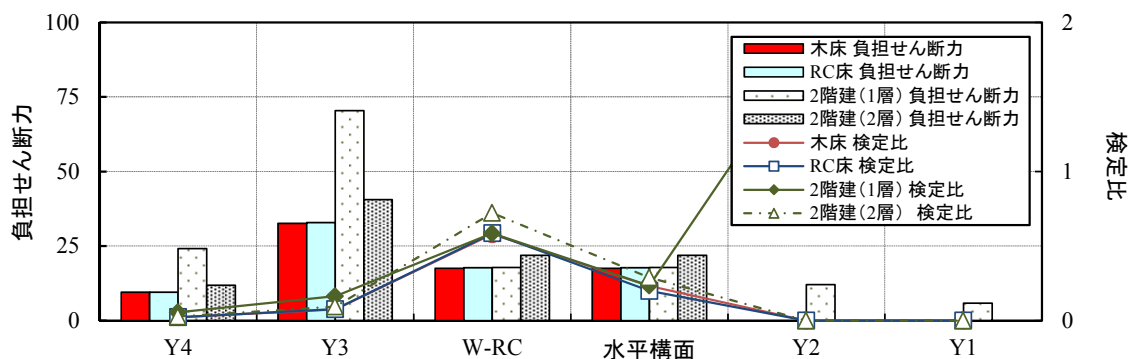
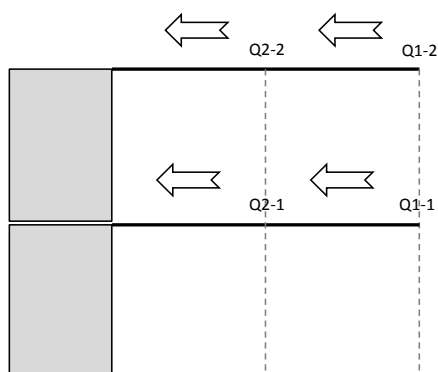


図2.3.2-4 負担せん断力と検定比 (RC 造コア集中 C)

表2.3.2-3 RC 集中 (C)

方法	試験体名	項目	単位	Y4	Y3	W-RC	水平構面	Y2	Y1	合計※
RC集中 (C)	木床	Qo	kN	9.5	15.1			11.9	5.6	42.1
		α	-	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	-
		Qo $\times\alpha$	kN	9.5	32.6	17.5	17.5	0.0	0.0	42.1
		Py	kN	432	432	30.3	75.8	6.72	6.72	-
		Q/Py	-	0.022	0.075	0.579	0.231	0.000	0.000	-
	RC床	Qo	kN	9.5	15.1			12.1	5.7	42.4
		α	-	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	-
		Qo $\times\alpha$	kN	9.5	32.9	17.8	17.8	0.0	0.0	42.4
		Py	kN	432	432	30.3	89	6.72	6.72	-
		Q/Py	-	0.022	0.076	0.586	0.199	0.000	0.000	-
	2階建て (1層)	Qo	kN	24.1	35.2			12.0	5.7	77.1
		α	-	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	-
		Qo $\times\alpha$	kN	24.1	70.4	17.7	17.7	0.0	0.0	94.6
		Py	kN	432	432	30.3	75.8	6.72	6.72	-
		Q/Py	-	0.056	0.163	0.585	0.234	0.000	0.000	-
	2階建て (2層)	Qo	kN	11.8	18.7			14.8	7.1	52.4
		α	-	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	-
		Qo $\times\alpha$	kN	11.8	40.6	21.9	21.9	0.0	0.0	52.4
		Py	kN	432	432	30.3	75.8	6.72	6.72	-
		Q/Py	-	0.027	0.094	0.722	0.288	0.000	0.000	-

※Qo $\times\alpha$ の合計値は Y3,Y4 の合計値



S-0、S-1、S-2：剛性比例分布（静的偏心距離、動的偏心距離）

建物に生じるせん断力を剛性比例で各通りに荷重分配をする（S-0）。また本試験体は偏心率が大きい
ため、剛性が低い Y1～Y3 通りのせん断力が大きくなることが予想される。ここでは 2 つのねじり
補正係数にて木フレームのせん断力を割増す方法を用いた。1 つは動的偏心距離を考慮しない方法
（S-1）で、もう 1 つは考慮する方法（S-2）である。なお、ねじり補正係数については 2.3.3 で算出し
している。

各通りの負担せん断力および検定比をみると、木フレームの負担せん断力を割増している
が、RC 造コアと木フレームの剛性の差が極端なため、木フレームが負担するせん断力はほぼゼロ
に近い値となっている。そのため、本来は木フレームがせん断力を負担すると、W-RC 接合部、
水平構面の負担せん断力は小さくなるが、ほとんど変化がない。また、ねじり補正係数によって
Y3 通りのせん断力も割増されているが、鉄筋コンクリート造はもともと高い性能を有しているこ
ともあり、検定比には余裕がみられる。動的偏心距離を考慮する方法（S-2）でも同様に木フレー
ムのせん断力が非常に小さな値になっている。そのため静的偏心距離を考慮する方法（S-1）と大
きな違いはみられない。

表2.3.2-4 各通りの剛性および剛性比

	RC造コア		木フレーム	
	Y4	Y3	Y2	Y1
剛性 kN/cm	12210	12210	3.63	3.63
剛性比	0.49985	0.49985	0.00015	0.00015

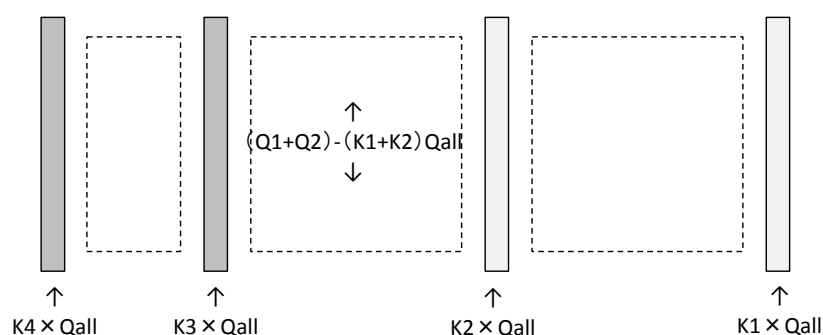


図2.3.2-5 剛性比例分布

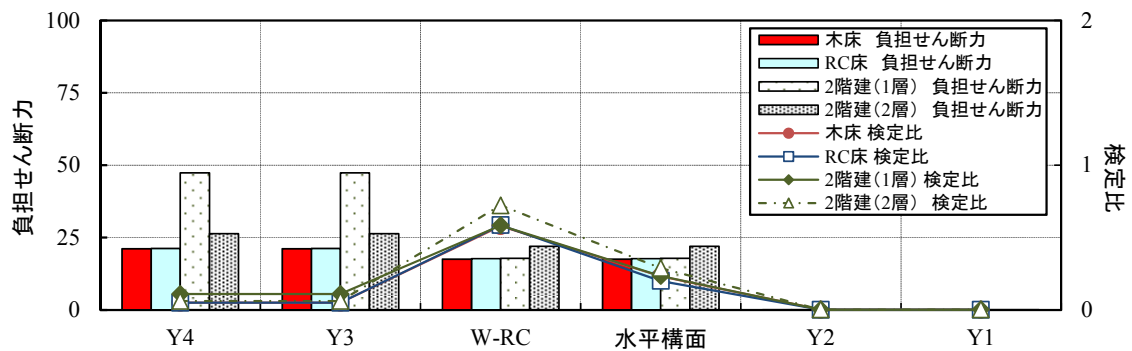


図2.3.2-6 負担せん断力と検定比（剛性比 S-0）

表2.3.2-5 剛性比例（S-0）

方法	試験体名	項目	単位	Y4	Y3	W-RC	水平構面	Y2	Y1	合計
剛性比 (S-0)	木床	Qo	kN							42.1
		k	-	0.49985	0.49985			0.00015	0.00015	1.0
		Qall×α	kN	21.1	21.1	17.53	17.53	0.0	0.0	42.1
		Py	kN	432	432	30.3	75.8	6.72	6.72	-
		Q/Py	-	0.049	0.049	0.579	0.231	0.001	0.001	-
	RC床	Qo	kN							42.4
		k	-	0.49985	0.49985			0.00015	0.00015	1.0
		Qall×α	kN	21.2	21.2	17.74	17.74	0.0	0.0	42.4
		Py	kN	432	432	30.3	89	6.72	6.72	-
		Q/Py	-	0.049	0.049	0.586	0.199	0.001	0.001	-
	2階建て (1層)	Qo	kN							94.6
		k	-	0.49986	0.49986			0.00014	0.00014	1.0
		Qall×α	kN	47.3	47.3	17.67	17.67	0.0	0.0	-
		Py	kN	432	432	30.3	75.8	6.72	6.72	983.5
		Q/Py	-	0.109	0.109	0.583	0.233	0.002	0.002	-
	2階建て (2層)	Qo	kN							52.4
		k	-	0.49985	0.49985			0.00015	0.00015	1.0
		Qall×α	kN	26.2	26.2	21.9	21.9	0.0	0.0	-
		Py	kN	432	432	30.3	75.8	6.72	6.72	983.5
		Q/Py	-	0.061	0.061	0.722	0.289	0.001	0.001	-

※水平構面およびW-RC接合部：(木で質量分布で負担する場合のせん断力)-(剛性比例で負担するせん断力)

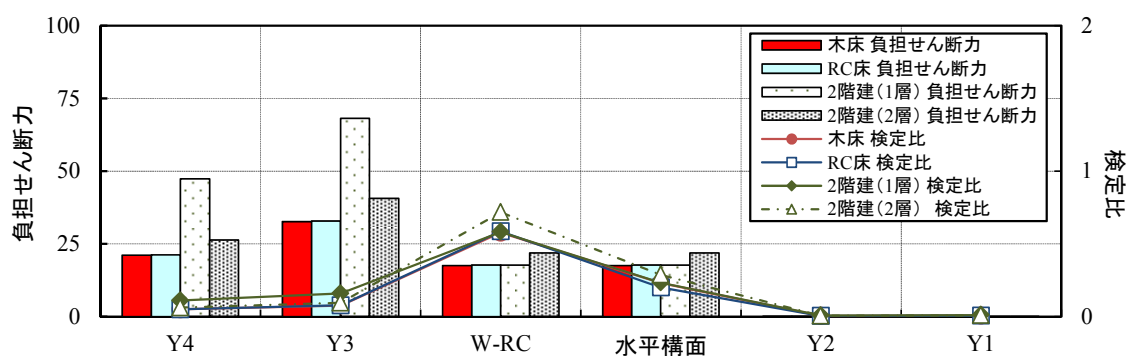


図2.3.2-7 負担せん断力と検定比（剛性比 静的偏心 S-1）

表2.3.2-6 剛性比例（S-1）

方法	試験体名	項目	単位	Y4	Y3	W-RC	水平構面	Y2	Y1	合計
剛性比 静的偏心 (S-1)	木床	Qo	kN							42.1
		k	-	0.49985	0.49985			0.00015	0.00015	1.0
		α	-	1.00	1.55			3.74	5.92	
		Qall $\times\alpha$ k	kN	21.1	32.7	17.5	17.5	0.0	0.0	53.8
		Py	kN	432	432	30.3	75.8	6.72	6.72	-
		Q/Py	-	0.049	0.076	0.577	0.231	0.003	0.006	-
	RC床	Qo	kN							42.4
		k		0.49985	0.49985			0.00015	0.00015	-
		α	-	1.00	1.55			3.75	5.95	-
		Qall $\times\alpha$ k	kN	21.2	32.9	17.7	17.7	0.0	0.0	54.1
		Py	kN	432	432	30.3	89	6.72	6.72	-
		Q/Py	-	0.049	0.076	0.585	0.199	0.004	0.006	-
	2階建て (1層)	Qo	kN							94.6
		k		0.49986	0.49986			0.00014	0.00014	-
		α	-	1.00	1.44			3.22	5.00	-
		Qall $\times\alpha$ k	kN	47.27	68.07	17.61	17.61	0.04	0.07	-
		Py	kN	432	432	30.3	75.8	6.72	6.72	-
		Q/Py	-	0.109	0.158	0.581	0.232	0.006	0.010	-
	2階建て (2層)	Qo	kN							52.4
		k		0.49985	0.49985			0.00015	0.00015	-
		α	-	1.00	1.55			3.74	5.92	-
		Qall $\times\alpha$ k	kN	26.2	40.6	21.7	21.7	0.0	0.0	66.87
		Py	kN	432	432	30.3	75.8	6.72	6.72	-
		Q/Py	-	0.061	0.094	0.717	0.287	0.004	0.007	-

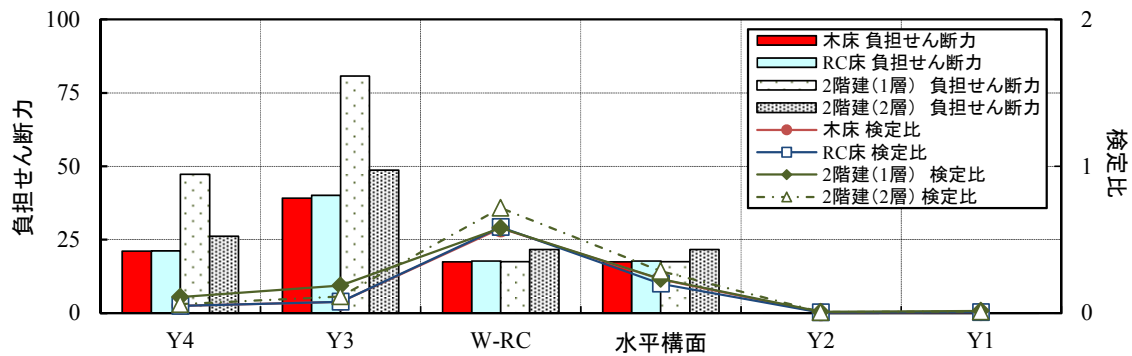


図2.3.2-8 負担せん断力と検定比（剛性比 静的偏心 S-2）

表2.3.2-7 剛性比例（S-2）

方法	試験体名	項目	単位	Y4	Y3	W-RC	水平構面	Y2	Y1	合計
剛性比 動的偏心 (S-2)	木床	Qo	kN							42.1
		k		0.49985	0.49985			0.00015	0.00015	1.0
		α	-	1.00	1.86			5.30	8.75	
		Qall $\times\alpha$ k	kN	21.1	39.2	17.4	17.4	0.0	0.1	60.3
		Py	kN	432	432	30.3	75.8	6.72	6.72	-
		Q/Py	-	0.049	0.091	0.575	0.230	0.005	0.008	-
	RC床	Qo	kN							42.4
		k		0.49985	0.49985			0.00015	0.00015	1.0
		α	-	1.00	1.89			5.32	8.79	-
		Qall $\times\alpha$ k	kN	21.2	40.1	17.7	17.7	0.0	0.1	61.4
		Py	kN	432	432	30.3	89	6.72	6.72	-
		Q/Py	-	0.049	0.093	0.585	0.199	0.005	0.008	-
	2階建て (1層)	Qo	kN							94.6
		k		0.49986	0.49986			0.00014	0.00014	1.0
		α	-	1.00	1.71			4.53	7.53	-
		Qall $\times\alpha$ k	kN	47.3	80.8	17.6	17.6	0.1	0.1	52.4
		Py	kN	432	432	30.3	75.8	6.72	6.72	-
		Q/Py	-	0.109	0.187	0.580	0.232	0.009	0.015	-
	2階建て (2層)	Qo	kN							52.4
		k		0.49985	0.49985			0.00015	0.00015	1.0
		α	-	1.00	1.86			5.3	8.75	-
		Qall $\times\alpha$ k	kN	26.2	48.7	21.7	21.7	0.0	0.1	52.4
		Py	kN	432	432	30.3	75.8	6.72	6.72	-
		Q/Py	-	0.061	0.113	0.716	0.286	0.006	0.010	-

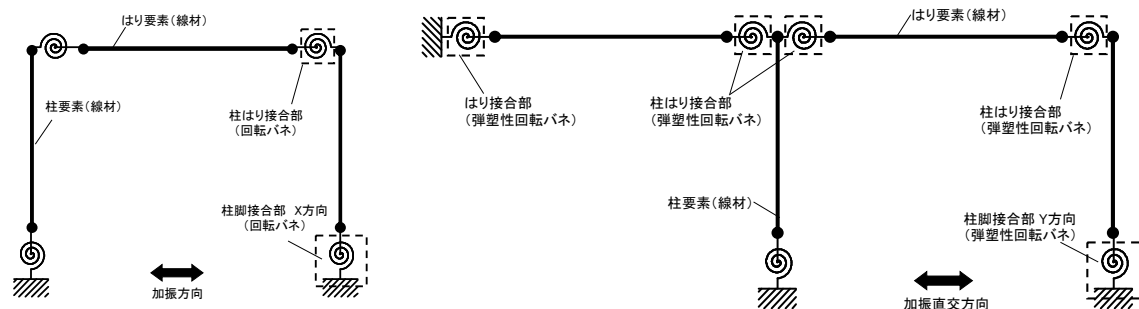


図2.3.2-10 フレームモデル（左：加振方向、右：加振直交方向）

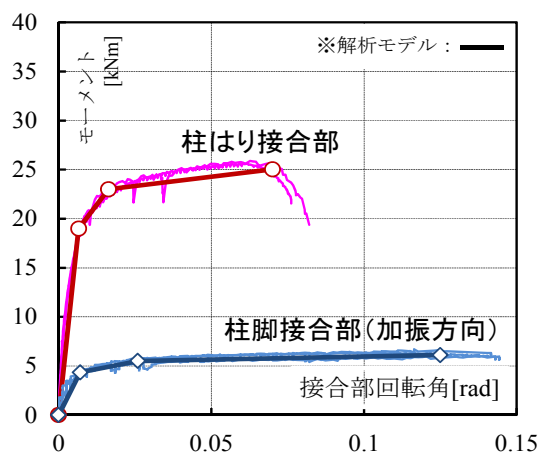


図2.3.2-11 トリリニアモデル（加振方向）

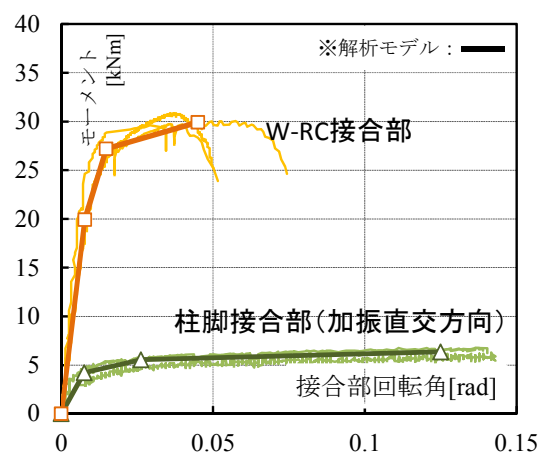


図2.3.2-12 トリリニアモデル（加振直交方向）

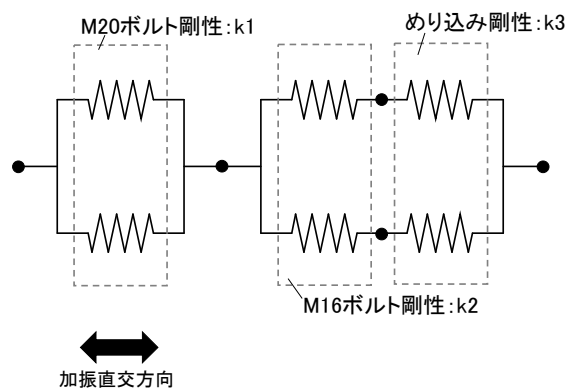
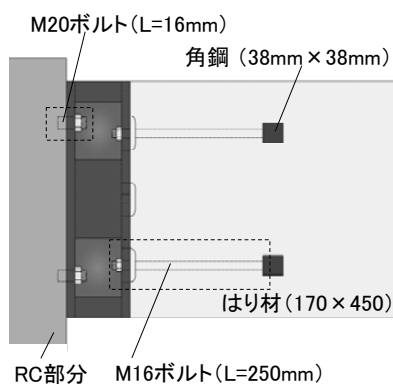


図2.3.2-13 W-RC 接合部（加振直交方向）

< W-RC 接合部のすべり係数 >

$$K_s = 4\lambda^3 \cdot \Phi \cdot (EI)_s$$

$$\lambda = \left(\frac{kd}{4(EI)_s} \right)^{\frac{1}{4}}$$

$$k_0 = \frac{E_{w0}}{(31.6 + 10.9d)} \quad (EI)_s = E_s \frac{\pi d^4}{64}$$

$$\Phi = 2 \left(\frac{1+q^2}{1+rq} \right)$$

$$q = \frac{\sin \lambda L}{\sinh \lambda L} \quad r = \frac{\cos \lambda L}{\cosh \lambda L}$$

- 【記号】 K_s : すべり係数 [N/mm]
 k_0 : 木材のめり込み剛性 [N/mm³]
 E_{w0} : 木材のヤング係数 [N/mm²]
 $(EI)_s$: 接合具の曲げ剛性 [N/mm²]
 L : 接合具の長さ[mm]
 d : 接合具の同径[mm]

表2.3.2-8 W-RC 接合部のすべり係数

		記号	単位	数値	備考
接合具条件	材長	L	mm	120	
	胴径	d	mm	12	
	ヤング係数	Es	N/mm ²	205000	
	曲げ剛性	EIs	Nmm ²	208664584	Es×πd ⁴ /64
木材条件	ヤング係数	Ewo	N/mm ²	12000	実測値より
	面圧定数 (0°)	kw	N/mm ³	73.89	kw = Ewo/(31.6+10.9d)、kw90 = kw/3.4
すべり係数算出	定数	λ	-	0.032	λ ⁴ =k×d/(4EIs)
		q	-	-0.028	q = sin(λL)/sinh(λL)
		r	-	-0.032	r = cos(λL)/cosh(λL)
		Φ	-	2.000	Φ = 2*((1+q ²)/(1+rq))
	すべり係数	Ks	N/mm	55182	Ks = 4λ ³ ΦEIs×tanh(λL)
ボルトせん断剛性	本数	n	本	2.5	5本/2
	せん断剛性	Ks'	kN/cm	1379.5	

各通りが負担するせん断力および検定比をみると、床剛性と木フレームの剛性比に応じてそれぞれの負担せん断力が変化するため、剛床と仮定したものに対して木フレームの負担が増えている。また Y3 通りの負担せん断力は、当然のことながら静的にねじり補正をした S-1 と近い値であるが、木フレームの負担せん断力が多くなった分、Y3 通りの負担せん断力は小さくなっている。同様の理由で静的なねじり補正よりも W-RC 接合部や水平構面の負担するせん断力も減少している。

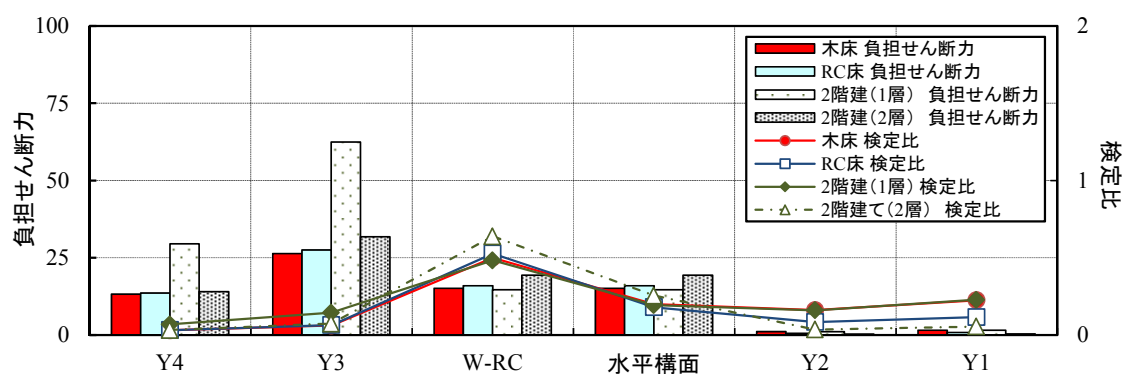


図2.3.2-14 負担せん断力と検定比（増分解析 P）

表2.3.2-9 増分解析（P）

方法	試験体名	項目	単位	Y4	Y3	W-RC	水平構面	Y2	Y1	合計
増分解析	木床	Q	kN	13.2	26.3	15.2	15.2	1.1	1.5	42.1
		Py	kN	432	432	30.3	75.8	6.72	6.72	-
		Q/Py	-	0.030	0.061	0.500	0.200	0.160	0.225	-
	RC床	Q	kN	13.6	27.5	16.0	16.0	0.6	0.8	42.4
		Py	kN	432	432	30.3	89	6.72	6.72	-
		Q/Py	-	0.031	0.064	0.527	0.179	0.084	0.115	-
	2階建て (1層)	Q	kN	29.5	62.5	14.6	14.6	1.1	1.5	94.6
		Py	kN	432	432	30.3	75.8	6.72	6.72	-
		Q/Py	-	0.068	0.145	0.483	0.193	0.160	0.228	-
	2階建て (2層)	Q	kN	14.1	31.7	19.3	19.3	0.2	0.4	46.4
		Py	kN	432	432	30.3	75.8	6.72	6.72	-
		Q/Py	-	0.033	0.073	0.638	0.255	0.035	0.054	-

<増分解析の結果>

図 2.3.2-15：木フレームの荷重変位関係

図 2.3.2-16：RC 造コアの荷重変位関係

表 2.3.2-10：増分解析結果一覧（木床試験体）

図 2.3.2-17：増分解析結果 応答変形（木床試験体）

図 2.3.2-18：増分解析結果 負担せん断力（木床試験体）

表 2.3.2-11：増分解析結果一覧（RC 床試験体）

図 2.3.2-19：増分解析結果 応答変形（RC 床試験体）

図 2.3.2-20：増分解析結果 負担せん断力（RC 床試験体）

表 2.3.2-12：増分解析結果一覧（2 階建て試験体）

図 2.3.2-21：増分解析結果 応答変形（2 階建て試験体）

図 2.3.2-22：増分解析結果 負担せん断力（2 階建て試験体）

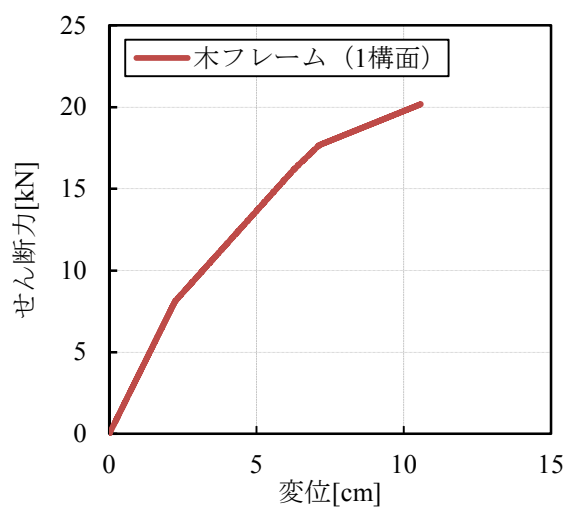


図2.3.2-15 木フレームの荷重変位関係

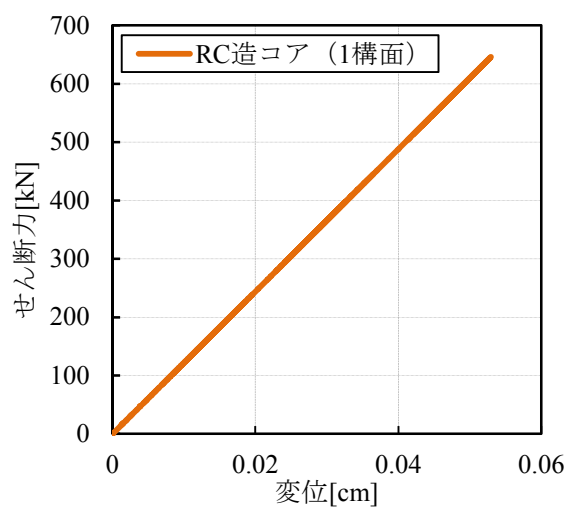


図2.3.2-16 RC 造コアの荷重変位関係

■増分解析結果（木床試験体）

表2.3.2-10 増分解析結果一覧（木床試験体）

	応答変形cm				負担せん断力kN			
	Y4	Y3	Y2	Y1	Y4	Y3	Y2	Y1
Co=0.2	0.0011	0.0022	0.2968	0.4168	13.17	26.34	1.08	1.51
Co=0.4	0.0022	0.0043	0.5796	0.8118	26.66	52.48	2.11	2.95
Co=0.6	0.0033	0.0065	0.8823	1.2376	39.70	78.90	3.20	4.50

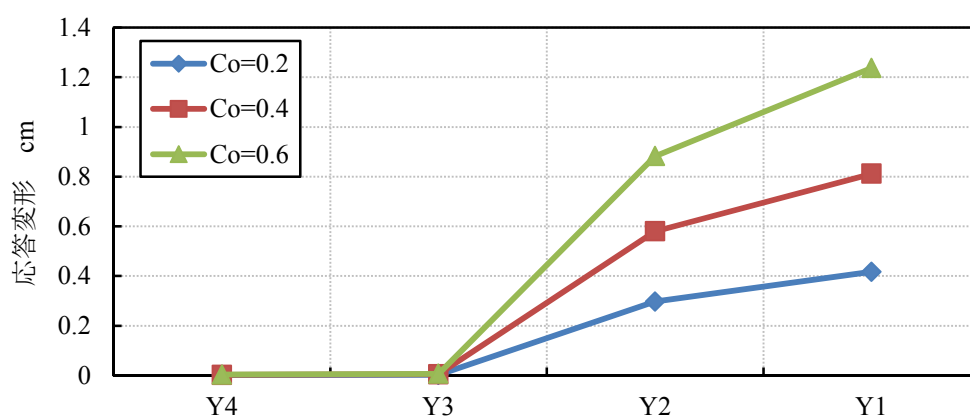


図2.3.2-17 増分解析結果 応答変形（木床試験体）

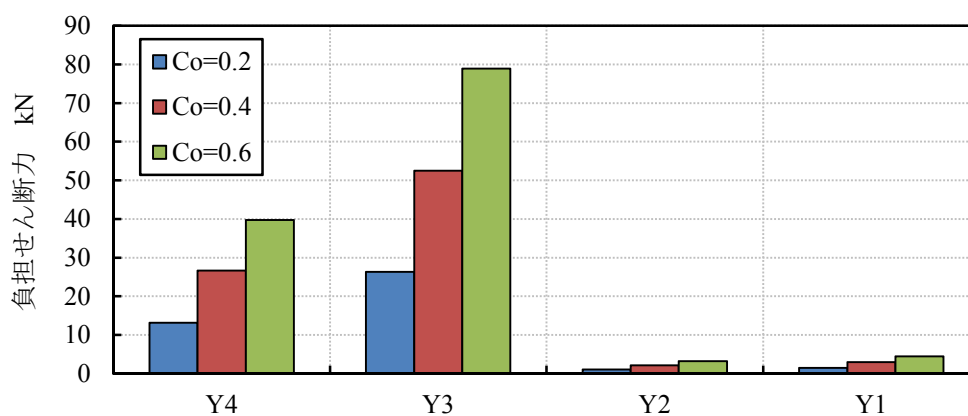


図2.3.2-18 増分解析結果 応答変形（木床試験体）

■増分解析結果（RC 床試験体）

表2.3.2-11 増分解析結果一覧（RC 床試験体）

	応答変形cm				負担せん断力kN			
	Y4	Y3	Y2	Y1	Y4	Y3	Y2	Y1
Co=0.2	0.0011	0.0023	0.1551	0.2131	13.56	27.50	0.56	0.77
Co=0.4	0.0022	0.0045	0.3136	0.4319	26.68	54.81	1.14	1.57
Co=0.6	0.0033	0.0068	0.4761	0.6560	40.20	82.88	1.73	2.38

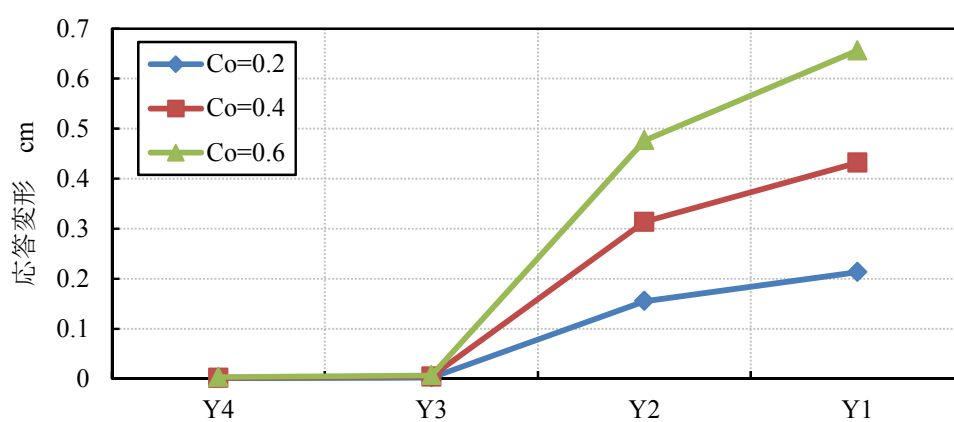


図2.3.2-19 増分解析結果 応答変形（RC 床試験体）

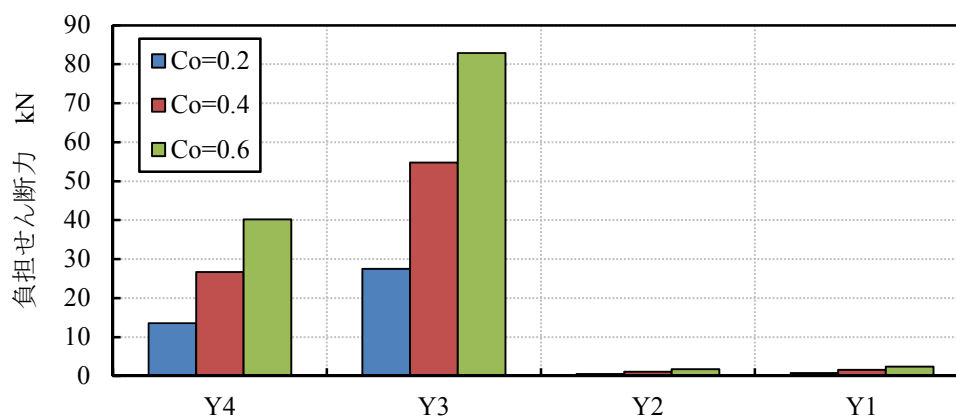


図2.3.2-20 増分解析結果 負担せん断力（RC 床試験体）

■増分解析結果（2 階建て試験体）

表2.3.2-12 増分解析結果一覧（2 階建て試験体）

		応答変形cm				負担せん断力kN			
		Y4	Y3	Y2	Y1	Y4	Y3	Y2	Y1
1層	Co=0.2	0.0024	0.0051	0.3005	0.4300	29.52	62.47	1.07	1.53
	Co=0.4	0.0049	0.0102	0.5925	0.8465	59.57	124.50	2.12	3.01
	Co=0.6	0.0073	0.0153	0.8845	1.2628	89.63	186.51	3.16	4.50
2層	Co=0.2	0.0036	0.0077	0.3950	0.5708	14.06	31.75	0.23	0.37
	Co=0.4	0.0072	0.0154	0.7766	1.1209	28.33	63.15	0.45	0.70
	Co=0.6	0.0108	0.0230	1.1577	1.6700	42.60	94.53	0.66	1.04

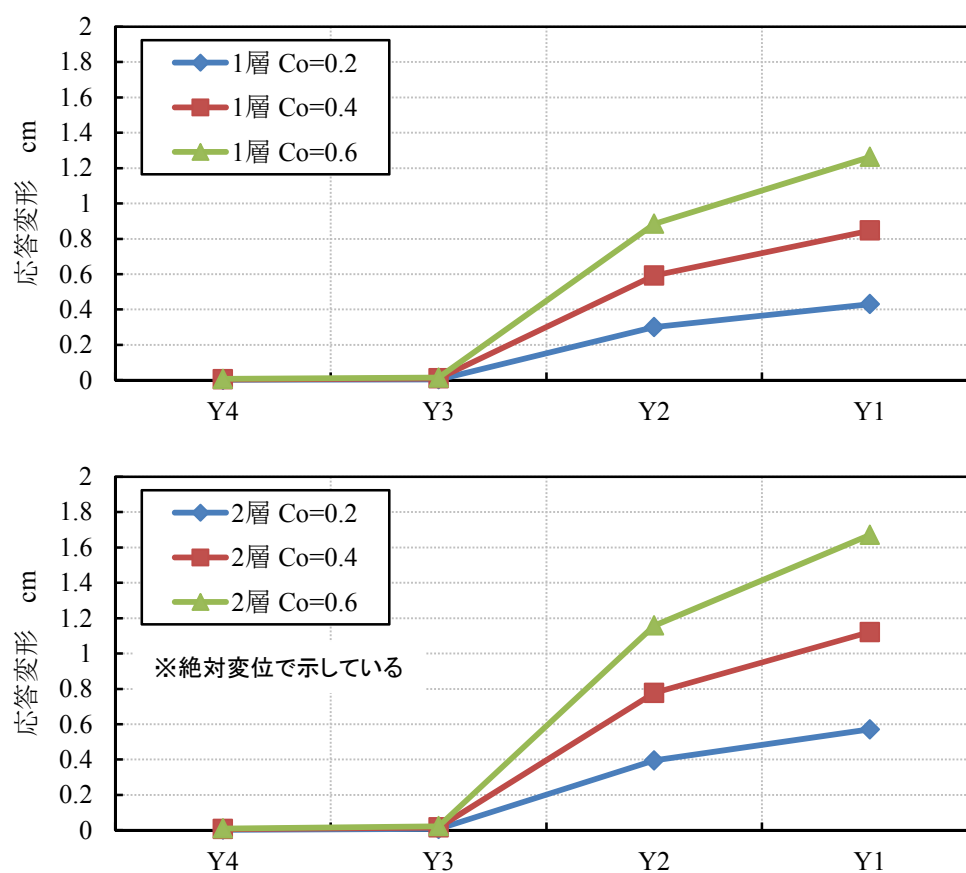


図2.3.2-21 増分解析結果 負担せん断力（2 階建て試験体）

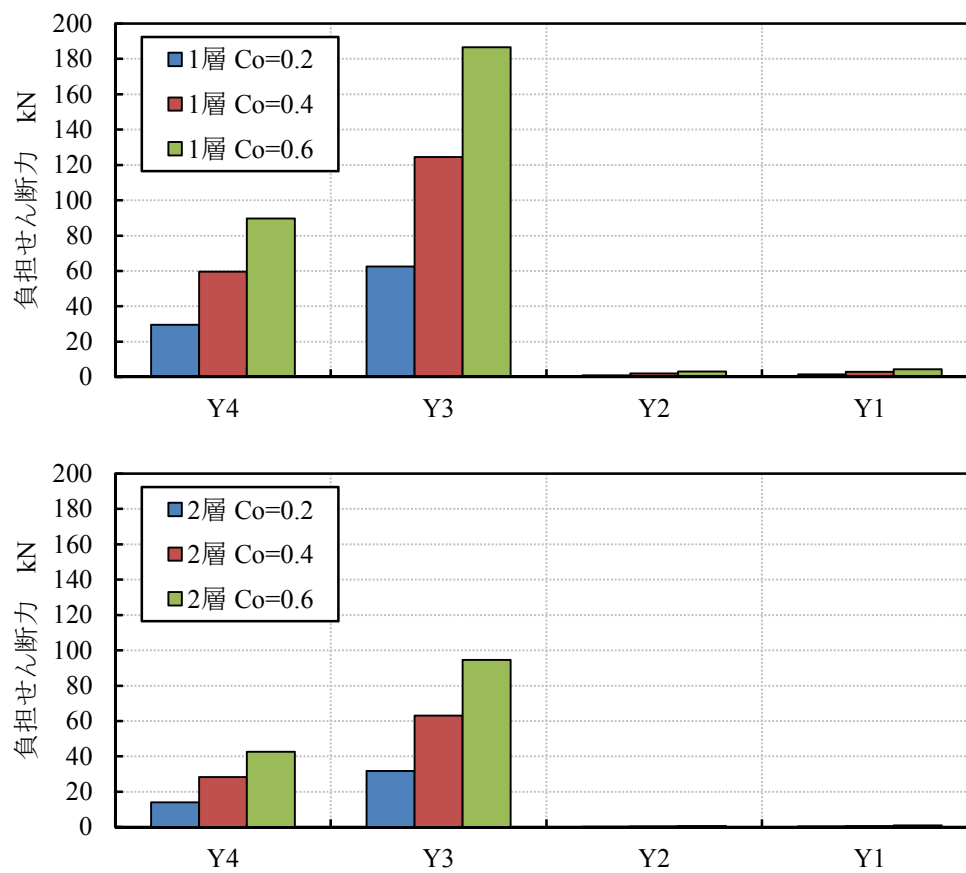


図2.3.2-22 増分解析結果 負担せん断力 (2階建て試験体)

M：モーダルアナリシス

応答スペクトルを用いたモーダルアナリシスのうち、2乗和平方根法²⁰⁶⁾で外力分布を求め（以降、SRSS）、水平構面に作用するせん断力を想定する方法も検討する（M）。

図 2.3.2-23 に示すように RC 造コアを固定端、Y1 通りおよび Y2 通りを質点と仮定した質点系モデルで外力分布を求める。各質点を繋ぐせん断バネは表 3 に示す各試験体の水平構面の剛性を等価なせん断バネとして置換して、2 質点のモデルとする。Y2 から Y3 通りのせん断バネについては、W-RC 接合部と水平構面の等価せん断バネと直列に接合されているとして、せん断剛性を与えた。応答の最大値は以下に示す算出方法を用いて求める。式中の加速度応答スペクトルには加速度一定の疑似速度応答スペクトルを用いて求め、 $C_0=0.2$ を相当する 5%減衰における疑似加速度応答値を $S_a=196\text{cm/s}^2$ とする。また、同時に各通りの最大変形を求めた。

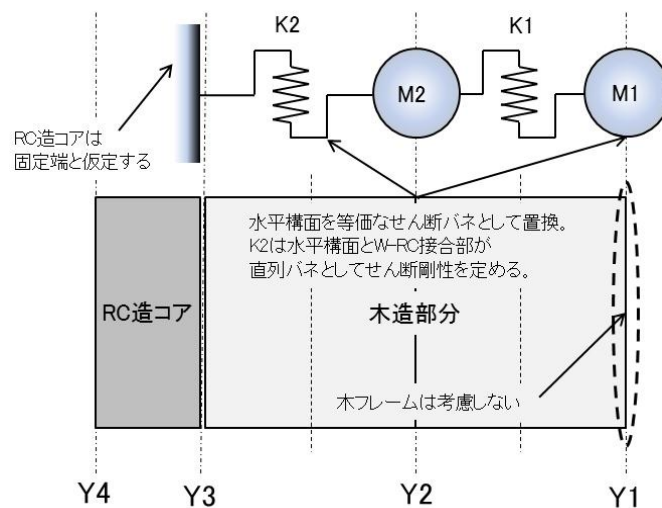


図2.3.2-23 質点系モデル

$$Q_{\max} = \sqrt{\sum_{s=1}^N \left(\sum_{k=i}^N m_k \cdot {}_s\beta \cdot \phi_i \cdot {}_sS_a \right)^2}$$

【記号】	Q	: せん断力
	N	: 自由度数
	m	: 各層の質量
	k, i	: 層数
	${}_s\beta$: s 次の刺激係数
	${}_s\varphi$: s 次の固有モード
	${}_sS_a$: s 次の加速度応答スペクトル

$$y_{\max} = \sqrt{\sum_{s=1}^N |{}_s\beta \cdot \phi_i \cdot {}_sS_d|^2}$$

$$S_d = S_a / \omega^2$$

【記号】	y	: 各質点の絶対変位
	${}_sS_d$: s 次の変位応答スペクトル
	ω	: 固有円振動数

各通りが負担するせん断力および検定比をみると、Y3 通りに木フレーム分のせん断力を集中させる (C) と比べて、Y3 通りの負担せん断力は若干低下しているがほぼ同等となった。また、ここで求めた Y1 通りのせん断力を用いて、加振直交方向の木造と RC 造の床が取りつく接合部に生じる引き抜き力を算出すると、約 13.7kN となり、許容引張耐力の約 40%となった。

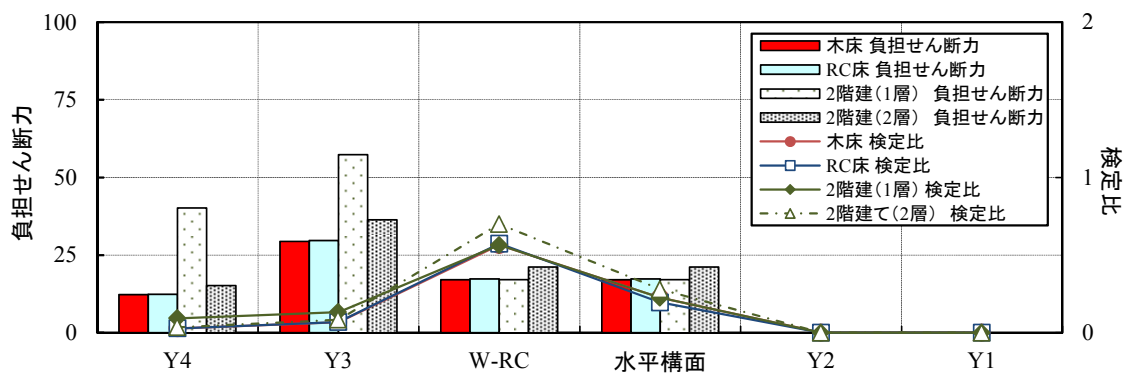


図2.3.2-24 負担せん断力と検定比 (モーダルアナリシス M)

表2.3.2-13 モーダルアナリシス (M)

方法	試験体名	項目	単位	Y4	Y3	W-RC	水平構面	Y2	Y1	合計
モード解析	木床	Q	kN	12.3	29.4	17.1	17.1	0.0	0.0	41.7
		Py	kN	432	432	30.3	75.8	6.72	6.72	-
		Q/Py	-	0.028	0.068	0.565	0.226	0.000	0.000	-
	RC床	Q	kN	12.4	29.7	17.4	17.4	0.0	0.0	42.1
		Py	kN	432	432	30.3	89	6.72	6.72	-
		Q/Py	-	0.029	0.069	0.574	0.195	0.000	0.000	-
	2階建て (1層)	Q	kN	40.3	57.4	17.1	17.1	0.0	0.0	97.6
		Py	kN	432	432	30.3	75.8	6.72	6.72	-
		Q/Py	-	0.093	0.133	0.565	0.226	0.000	0.000	-
	2階建て (2層)	Q	kN	15.3	36.5	21.2	21.2	0.0	0.0	51.7
		Py	kN	432	432	30.3	75.8	6.72	6.72	-
		Q/Py	-	0.035	0.084	0.700	0.280	0.000	0.000	-

＜モーダルアナリシスの結果＞

表2.3.2-14 結果一覧

	単位	木床試験体		RC床試験体		2層床試験体 (RF)		2層床試験体 (2F)	
		1次	2次	1次	2次	1次	2次	1次	2次
固有周期	sec	0.350	0.143	0.191	0.076	0.350	0.143	0.352	0.144
固有振動数	Hz	2.858	6.980	5.228	13.126	2.858	6.980	2.838	6.931
固有モード	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	2	1.3835	-1.5304	1.3513	-1.5652	1.3835	-1.5304	1.3846	-1.5233
刺激係数	-	0.8684	0.1316	0.8795	0.1205	0.8684	0.1316	0.8678	0.1322
刺激関数	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	1	0.8684	0.1316	0.8795	0.1205	0.8684	0.1316	0.8678	0.1322
	2	1.2014	-0.2014	1.1885	-0.1885	1.2014	-0.2014	1.2015	-0.2015
	単位	1層	2層	1層	2層	1層	2層	1層	2層
最大変形	cm	0.608	0.102	0.182	0.029	0.608	0.102	0.608	0.102
層せん断力	kN	17.114	6.856	17.383	6.859	17.114	6.856	17.114	6.856

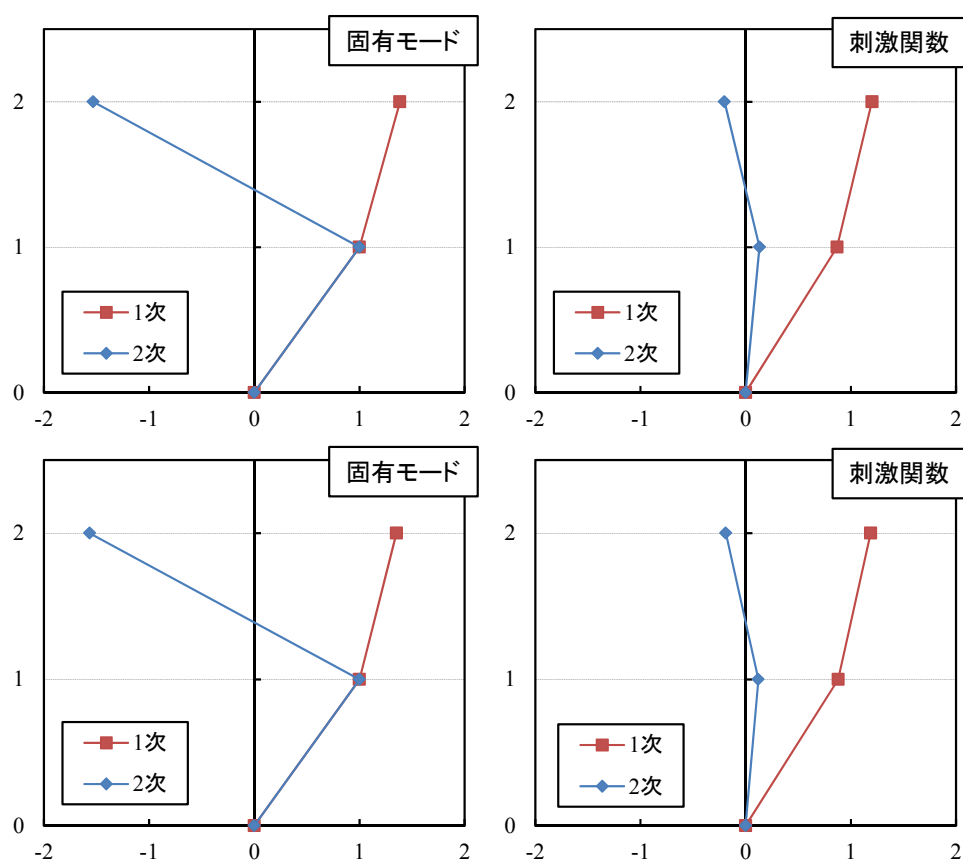


図2.3.2-25 固有モード・刺激関数（上段：木床試験体、下段：RC床試験体）

2.3.3 偏心率・ねじり補正係数

本項では、各要素の水平力に対する剛性を定め、鉛直構面、鉛直構面と水平構面の剛性比および偏心率を求める。

1) 各要素の剛性および剛性比

表 2.3.3-1 に鉛直構面と水平構面の剛性および剛性比を示す。なお、表中に示す剛性は加振方向 1 構面あたりの剛性、2 階建て試験体は 1 層部分の剛性を示している。また剛性比については木フレームに対する RC 造コアの剛性比、木フレームに対する水平構面の剛性比を示す。各要素の剛性をみてみると、1 層の試験体では RC 造コアの剛性は木フレームの剛性に対して、3364 倍と極端に剛性が異なる建物となっている。木フレームに対する水平構面の剛性比をみると、木床試験体で約 9.2 倍、RC 床試験体で約 33.3 倍となっており、木フレームに対して床の剛性を高くした試験体となっている。

表2.3.3-1 鉛直構面と水平構面の剛性および剛性比

	1構面あたりの剛性[kN/cm]			剛性比	
	木フレーム (A)	RC造コア (B)	水平構面 (C)	(B) / (A)	(C) / (A)
木床試験体	3.63	12210	33.4	3363.6	9.2
RC床試験体			120.7		33.3
2階建て試験体	3.37		33.4		9.9

・木フレーム

木フレームの剛性は、フレームモデルの線形解析によって定めた。解析結果より求めた木フレームの剛性は 3.63kN/cm となった。なお、フレームモデル、接合部のモデルは増分解析の項で述べる。

・水平構面

水平構面の剛性は河合らが実施した面内せん断実験²⁰⁵⁾の結果より求めると、木床で 33.4kN/cm、RC 床で 120.7kN/cm となった。

・RC 造コア

RC 造コアの剛性は、鉄筋コンクリート構造計算規準²⁰²⁾に示す算出方法を用いて弾性時のせん断剛性を定めた。

表2.3.3-2 RC 造コアのせん断剛性

	記号	単位	数値		備考
			X方向	Y方向	
ヤング係数	E	kN/cm ²	2442	2442	
ポアソン比	ν	-	0.20	0.20	
せん断弾性係数	G	kN/cm ²	1017.5	1017.5	E/(2×(1+ν))
壁厚	t	cm	18	18	
壁長さ	L	cm	200	200	
壁高さ	H	cm	300	300	
せん断剛性	Ke	kN/cm	12210	12210	(t×L×G)/h

<RC 造コアのせん断剛性の算出方法>

$$K_e = \frac{Q}{\delta_s} = \frac{G \times t \times L}{H}$$

$$\delta_s = \gamma \times H = \left(\frac{\tau}{G} \right) \times H = \frac{Q \times H}{t \times L \times G}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$$E = 3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{24} \right)^2 \times \left(\frac{F_c}{60} \right)^{1/3}$$

- 【記号】 K_e : 弾性時のせん断剛性[N/mm]
 G : せん断弾性係数[N/mm²]
 t : 壁厚[mm]
 L : 壁長さ[mm]
 H : 壁高さ[mm]
 E : ヤング係数 (弾性係数) [N/mm²]
 ν : ポアソン比 (=0.2)
 γ : コンクリートの気乾密度[kN/m³] (=23)
 F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

2) 偏心率の算出

表 2.3.3-3 に偏心率一覧を示す。なお、表中には木造部分と RC 造コアが接合した場合の偏心率と木造部分のみの偏心率を示している。

木造部分と RC 造コアが接合した場合の偏心率は、木造部分のみと比べて非常に大きくなっている。木床試験体、RC 床試験体で 1.23、2 階建て試験体で 1.00～1.23 となった。

表2.3.3-3 偏心率一覧

	木床試験体	RC床試験体	2階建て試験体	
			1層	2層
木造+RC造コア※2	1.23	1.23	1	1.23
木造のみ※2	0.23	0.23	0.22	0.23

※1 木フレーム部分の剛性はフレーム解析の結果を用いた。

※2 木造+RC 造コア：木造部分と RC 造コアを接合した場合の偏心率

木造のみ : 木造部分のみの偏心率

3) ねじり補正係数

ねじり補正係数の算出方法については枠組構法建物構造設計指針²⁰⁷⁾に示す算出方法を用いる。また、ねじり補正係数を算出する際には、静的偏心距離より求めたねじり補正係数と動的偏心距離より求めたねじり補正係数を求めた。動的偏心距離の算出方法は後述する。

表 2.3.3-4 にねじり補正係数一覧を示す。総じて、剛性が低い Y1 通りが大きく振られてねじり補正係数が大きくなっている。また RC 造コアを見てみると、Y3 通りのねじり補正係数は 1.0 を超えており、純並進時よりも大きいせん断力を負担する可能性がある。動的偏心を考慮したねじり補正係数については、静的よりも偏心距離が大きくなるため、Y1 から Y3 のねじり補正係数は大きくなっている。

表2.3.3-4 ねじり補正係数一覧

	層	ねじり補正係数（静的偏心距離）				ねじり補正係数（動的偏心距離）			
		Y4	Y3	Y2	Y1	Y4	Y3	Y2	Y1
木床	1	0.45	1.55	3.74	5.92	0.14	1.86	5.30	8.75
RC床	1	0.45	1.55	3.75	5.95	0.13	1.89	5.32	8.79
2階建て	2	0.45	1.55	3.74	5.92	0.14	1.86	5.30	8.75
	1	0.55	1.44	3.22	5.00	0.29	1.71	4.53	7.53

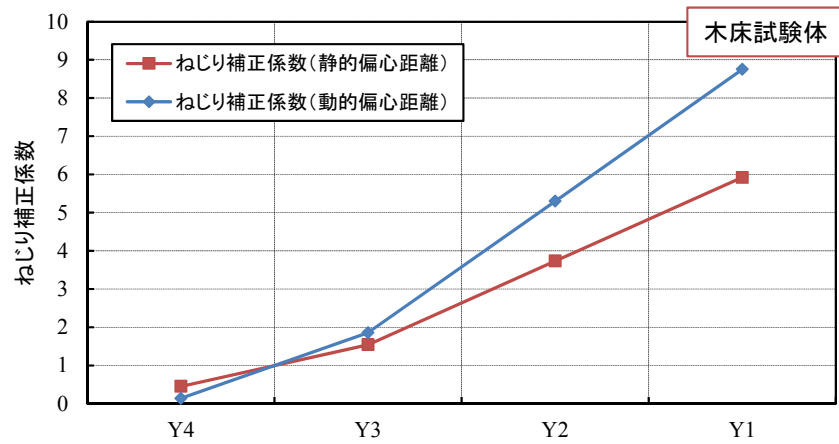


図 2.3.3-1 ねじり補正係数 (木床試験体)

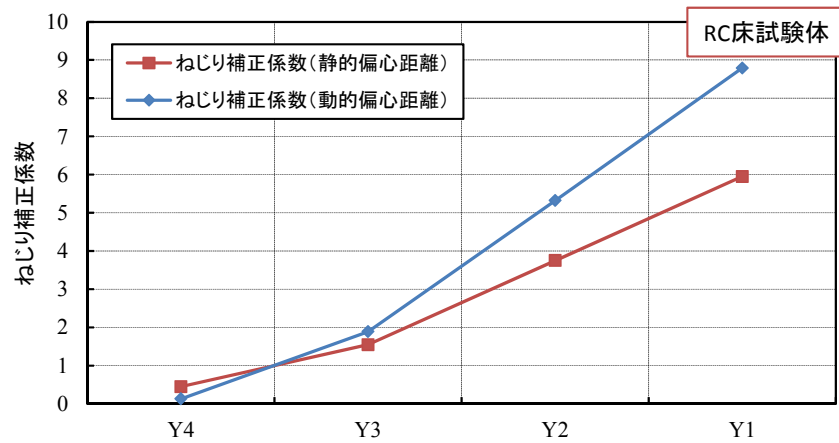


図 2.3.3-2 ねじり補正係数 (RC 床試験体)

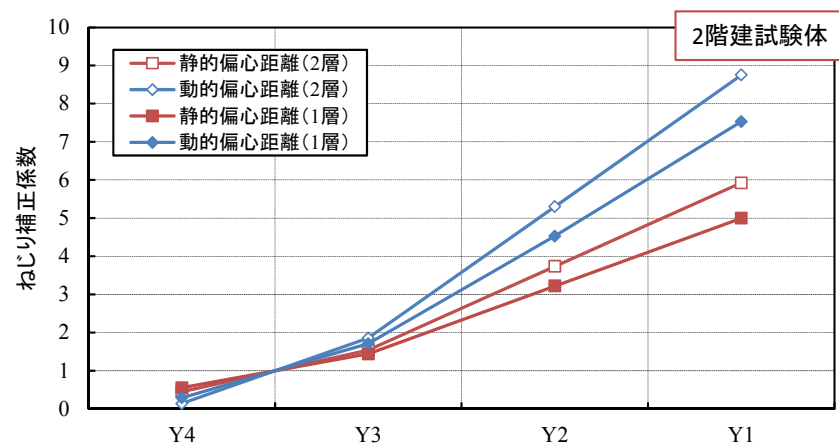
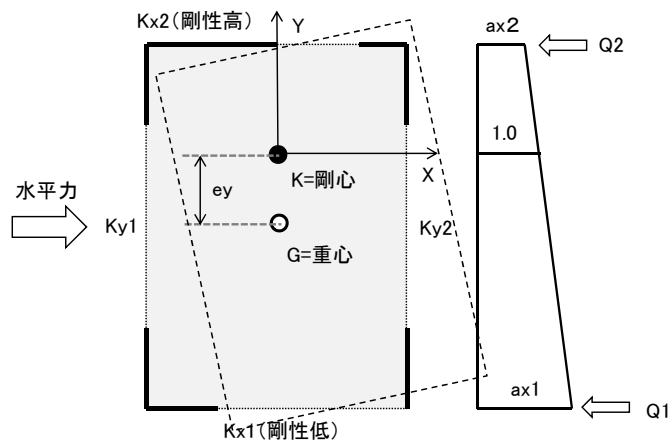


図 2.3.3-3 ねじり補正係数 (2 階建て試験体)

<ねじり補正係数について²⁰⁸⁾>



$$a_{x1} = 1 + \frac{\sum K_{x1} \times e_y}{K_r} \cdot Y = \frac{\text{ねじれ時の}i\text{壁線の負担せん断力}}{\text{純並進時の}i\text{壁線の負担せん断力}}$$

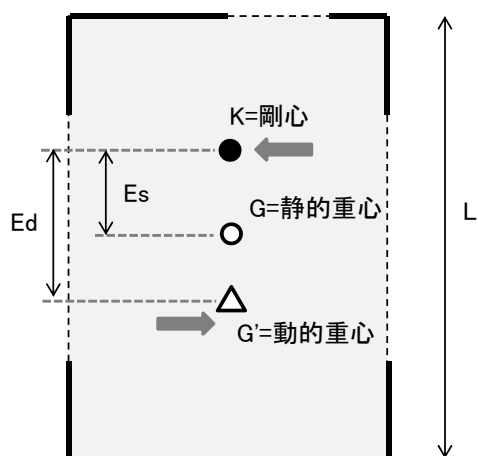
$$K_r = \sum (K_{xi} \cdot Y^2) + \sum (K_{yi} \cdot X^2)$$

【記号】 a_{x1} : ねじり補正係数
 e_y : 偏心距離
 K_r : ねじり剛性
 X, Y : 各方向の剛心から各壁線までの距離

< 動的偏心距離の算出 >

動的偏心距離は下記の算出式で求める。

なお、算出式中の増幅率の c_d は 1.0~1.5 が、 c_a は 0.00~0.05 が多い。²⁰⁷⁾



$$e_d = c_d \cdot e_s + c_a \cdot l$$

- 【記号】 e_d : 動的偏心距離[mm]
 c_d : 動的効果に関する増幅係数（本検討では 1.5）
 e_s : 静的偏心距離[mm]
 c_a : 地動ねじれ入力に関する増幅係数（本検討では 0.05）
 l : 直交方向の建物長さ[mm]

表2.3.3-5 各国の耐震規定²⁰⁷⁾

耐震設計（国）	C_d	C_a
EU（ヨーロッパ）	$1.0 + E_o/E_s$	1.5
UBC（アメリカ）	1.0	$0.05A_x$
NBCC（カナダ）、ペルー	1.5	0.05
メキシコ、アルジェリア	1.5	0.1
日本	ねじり補正係数、形状係数 F_e	

2.4 本章のまとめ

本章では、第3章以降に述べる建物の地震力に対する評価値を検討した。

まとめると以下の知見を得た。

1) 木質ラーメン構造、木質ラーメンと面材耐力壁を併用した構造

面材耐力壁では評価方法の違い、低減率の有無、ラーメンフレームでは弾性解析によって算出された $1/50\text{rad}$ 時の耐力、増分解析による許容耐力の決定の違い、など、様々な評価法によって各試験体を評価した。評価した結果、評価値が評価方法によってばらつくことが分かった。また終局状況を考慮した評価では $C_o=0.3$ を下回ることを確認した。

さらに建物の偏心率も算出した。実務設計の値では有害な変形にならない程度の値に収まっているが、すべての壁を評価し、低減率を乗じない実挙動では 0.20 と偏心を生じる可能性がある結果となった。

2) 木質ラーメンと鉄筋コンクリート造を併用した構造

評価方法の検討では柔床の場合、RC造コアに全て負担させる場合など、想定される評価方法の検討を行った。

検討の結果、木フレームとの境界部分の RC 造コアに木造部分の負担せん断力を全て負担させるとして評価した場合に 1 次設計に相当する地震力に対していずれの耐力要素も許容耐力以下に収まることを確認した。

第 3 章

木質ラーメン構造、壁式構造の 地震時挙動把握

3.1 本章の目的

本章では基本的な挙動把握として、木質ラーメン構造の実大振動台実験による動的挙動の把握、振動台実験の結果と時刻歴応答解析を用いた解析的検討によって木質ラーメン構造の評価方法の妥当性を検証することを主な目的とする。なお、比較対象として面材耐力壁のみの建物の振動台実験結果についても触れる。

3.2 試験体の概要

3.2.1 試験体概要

1) ラーメン構造試験体

試験体の平面形状は、9.1m×7.28m の長方形とした。耐力要素として加振方向には 2 層のラーメンフレームが 3 構面と 1 層のラーメンフレームが 1 構面ある。加振直交方向の耐力壁面材は、構造用 MDF (t=9.0mm) が大壁仕様で用い、X0、X10 通りには同仕様の腰壁・垂壁が存在する。内外装仕上げは施していない。間柱とラーメンフレームは金物とドリフトピンによって留めつけられている。

表 3.2.1-1 試験体の構成

項目		仕様
階数		2 階
工法		金物工法・門型ラーメン構法
寸法	1 階	910mm×7280mm
	2 階	9100mm×7280mm (但し、バルコニーを含む)
建物最高軒高		6230mm
建物最高高さ		8032.49mm
階高	1 階	2875mm
	2 階	2820mm
床面積 [m ²]	1 階	66.25m ²
	2 階	59.62m ²
耐力要素	X 方向	・ 門型ラーメンフレーム 2 層 2 スパンが 3 フレーム、1 層 2 スパンが 1 フレーム存在
	Y 方向	・ 構造用 MDF 面材耐力壁 (t=9.0mm) 外周 : CN50@100 間柱 : CN50@200
水平構面仕様		構造用合板 根太レス (t=24.0mm)
仕上げの有無		内外装ともに無し
屋根構造	勾配	45/100
	垂木ピッチ	455mm
	軒の出	650mm
	ケラバの出	500mm



写真3.2.1-1 試験体正面



写真3.2.1-2 試験体南面



写真3.2.1-3 試験体北面



写真3.2.1-4 柱脚接合部



写真3.2.1-5 柱 - はり接合部 (T型)

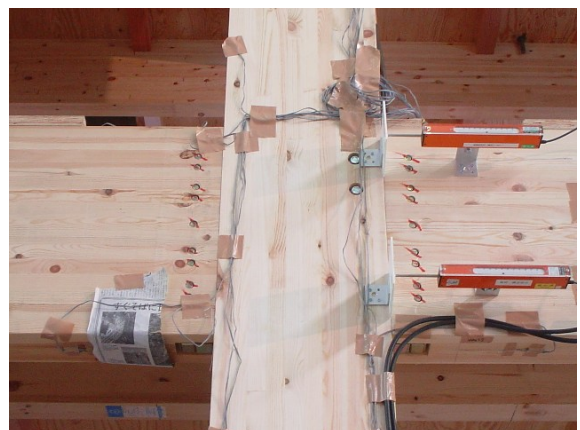


写真3.2.1-6 柱 - はり接合部 (十型)

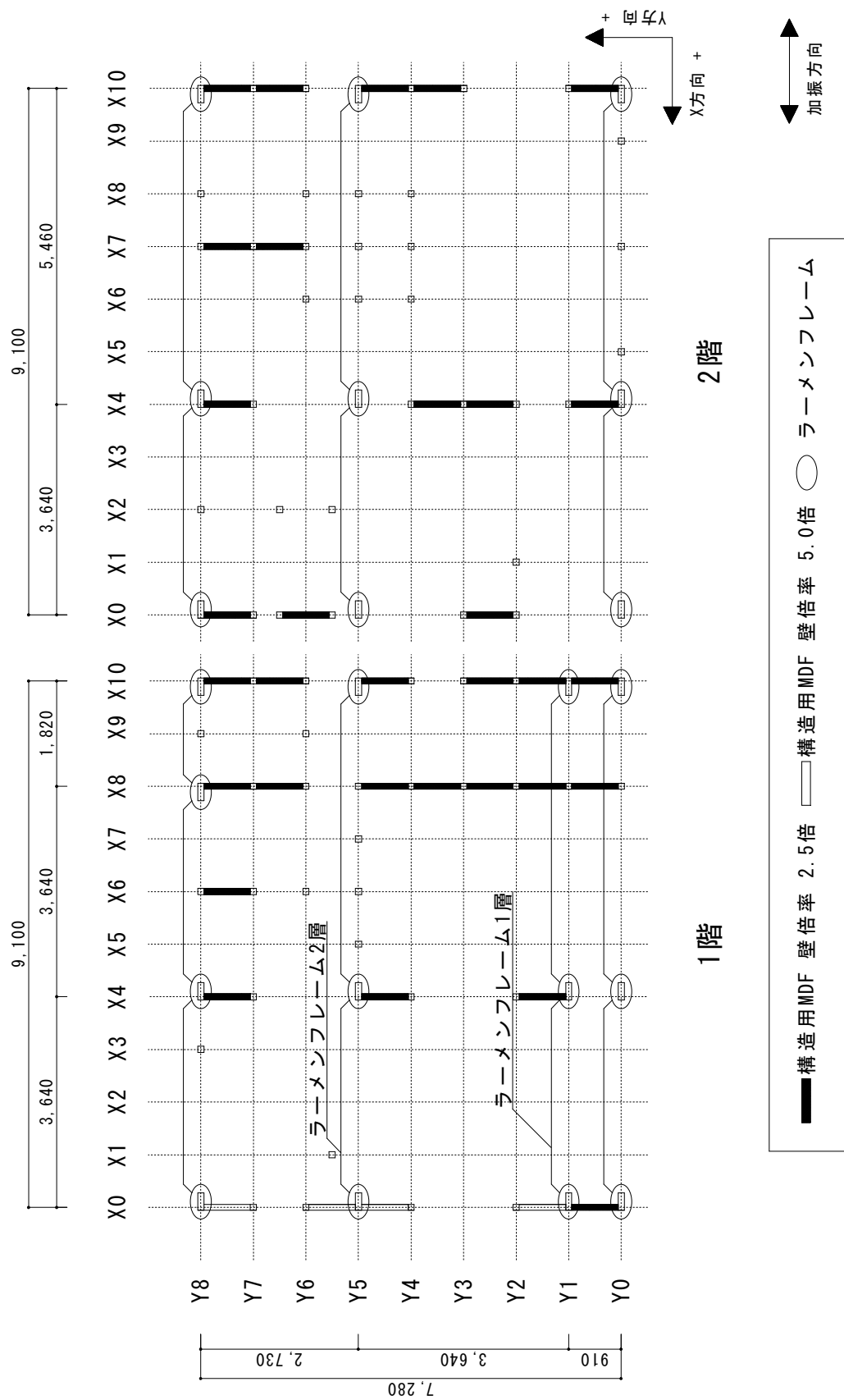


図3.2.1-1 耐力壁配置図

2) 壁式構造試験体

試験体の平面形状は、9.1m×7.28m の長方形とした。耐力要素は内外壁とも真壁仕様で施工した構造用 MDF (t=9.0mm) である。また、その他に加振方向の Y0、Y8 通り、加振直交方向の X0、X10 通りに、耐力壁と同仕様の腰壁・垂壁が存在する。内外装仕上げは施していない。

表 3.2.1-2 試験体の構成

項目		仕様
階数		2 階
工法		金物工法
寸法	1 階	9100mm×7280mm
	2 階	9100mm×7280mm (但し、バルコニーを含む)
建物最高軒高		6230mm
建物最高高さ		8032.49mm
階高	1 階	2875mm
	2 階	2820mm
床面積 [m ²]	1 階	66.25m ²
	2 階	59.62m ²
耐力要素	X 方向	・構造用 MDF 面材耐力壁 (t=9.0mm) ※真壁仕様となっている。 外周：CN50@100 間柱：CN50@200
	Y 方向	
水平構面仕様		構造用合板 根太レス (t=24.0mm)
仕上の有無		内外装ともに無し。
屋根構造	勾配	45/100
	垂木ピッチ	455mm
	軒の出	650mm
	ケラバの出	500mm



写真3.2.1-7 試験体（南東より）



写真3.2.1-8 試験体（南西より）



写真3.2.1-9 試験体北面



写真3.2.1-10 試験体西面



写真3.2.1-11 内部（LDK部分）



写真3.2.1-12 内部（2階）

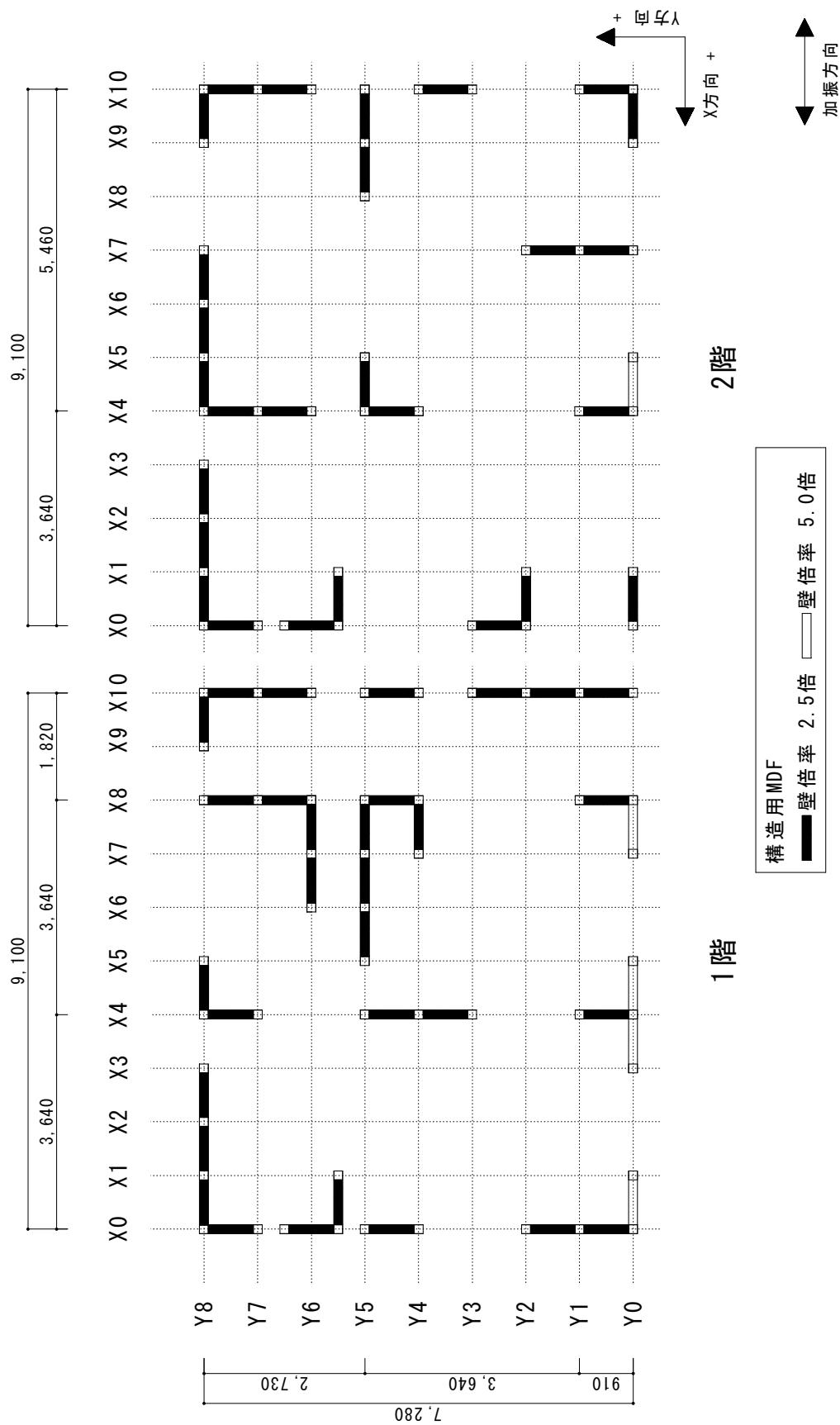
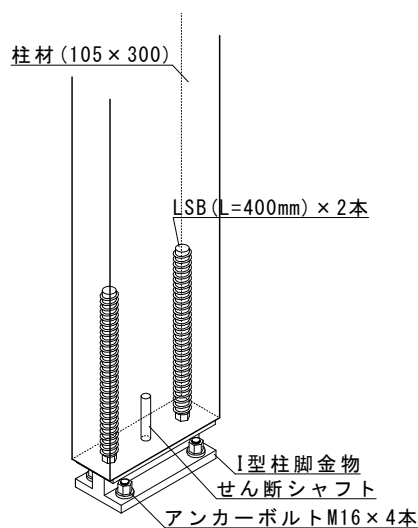


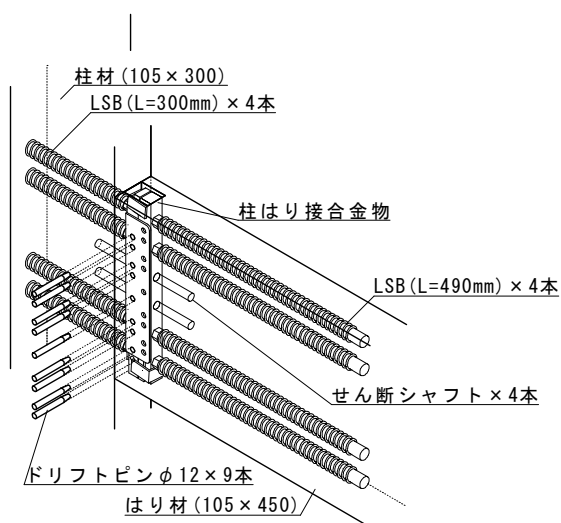
図3.2.1-2 耐力壁配置図

3.2.2 ラーメン接合部の構造性能

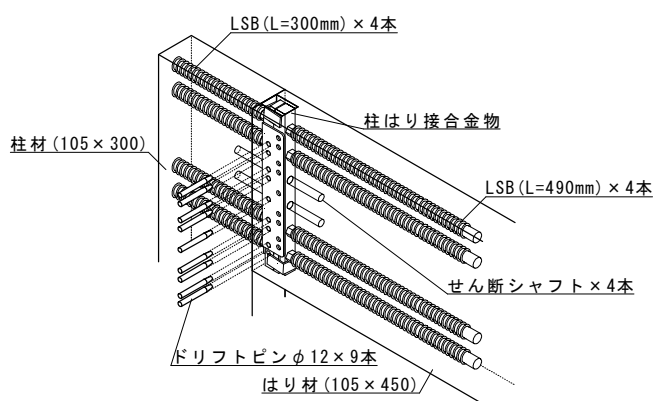
接合部は、柱勝ち仕様の一方向ラーメンである。柱、はり、双方にラグスクリューボルトが埋め込まれ、両者を連結する特殊金物同士が銅製ドリフトピンによって現場で一面せん断接合されている。柱脚部もほぼ同様のシステムで軸方向にラグスクリューボルトが埋め込まれており、I型金物を介して基礎に緊結される。今回の実験で用いた柱はり部材は、構造用集成材（柱：105×300mm、はり：105×450mm）であり、強度等級は対称異等級 E120-F330 である。



※LSB：ラグスクリューボルト（φ27）



※LSB：ラグスクリューボルト（φ27）

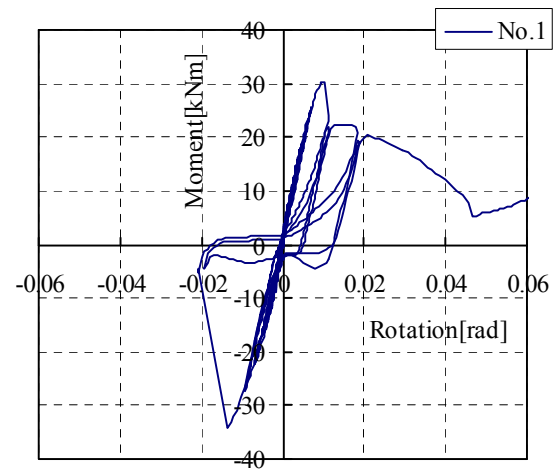
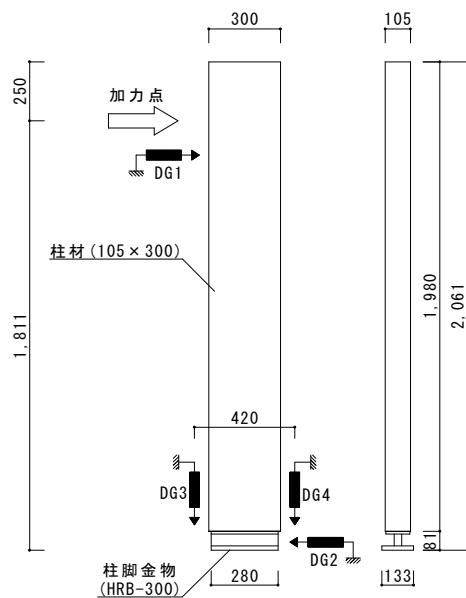


※LSB：ラグスクリューボルト（φ27）

図3.2.2-1 ラーメン接合部

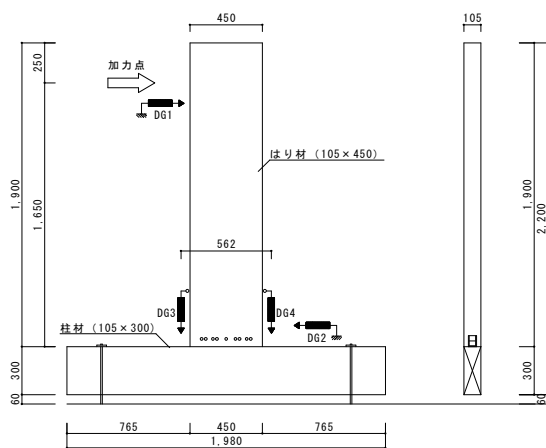
柱脚接合部

※試験データは例として1体目のデータを示している。

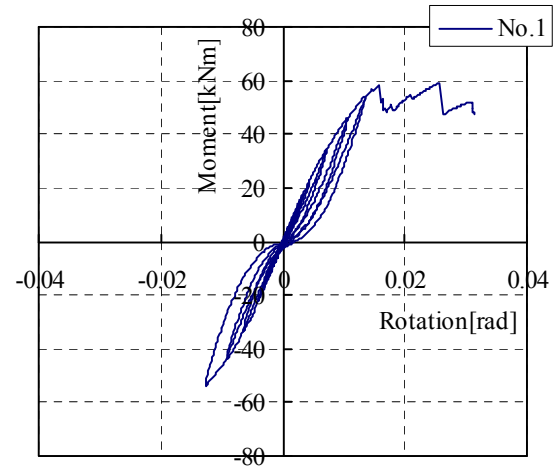


柱はり接合部 (T型)

※試験データは例として1体目のデータを示している。

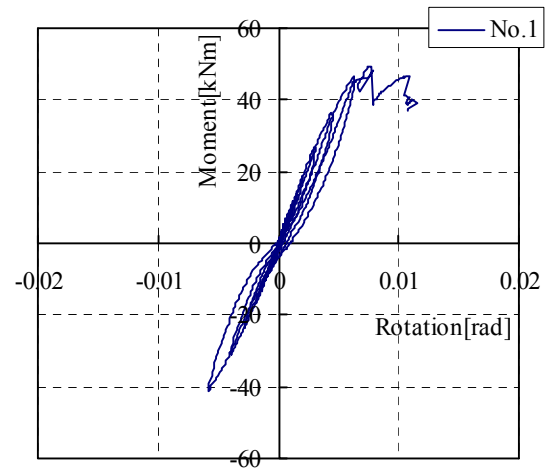
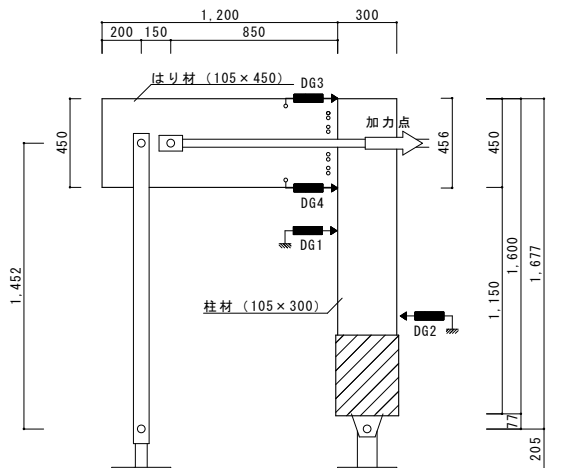


※モーメントを算出する際の加力点の高さは、元データにあった数値1800mmを用いた



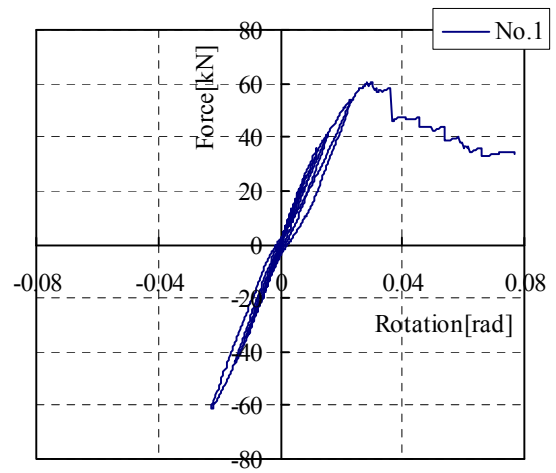
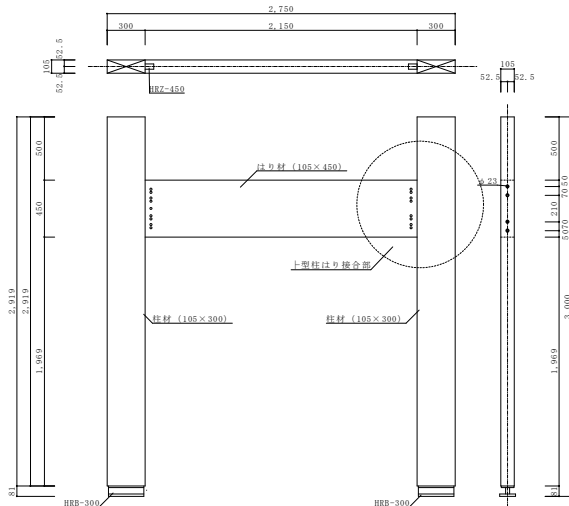
柱はり接合部（Γ型） ※試験データは例として1体目のデータを示している。

柱はり接合部（Γ型） ※試験データは例として1体目のデータを示している。



フレーム ※試験データは例として1体目のデータを示している。

フレーム ※試験データは例として1体目のデータを示している。



本接合部は、強度剛性が高く、特に柱はり接合部では柱の基準強度を上回る耐力を有しており、本実験では材料強度の余裕により柱の曲げ破壊は生じていないが、柱に両端から、はりを取り付くような接合部では、確実に柱の曲げ破壊が予想される。強度は高いものの、柱脚接合部に見られるように、ラグスクリューボルトの抜けとそれに伴う部材の割れによって荷重が急激に低下する傾向もある。

表 3.2.2-1 接合部試験の特性値一覧

		M_{\max}	M_y	θ_y	M_u	θ_u	R	μ
柱脚	1	30.11	15.41	0.0036	27.40	0.010	4324	1.62
	2	26.05	15.08	0.0045	24.09	0.012	3326	1.60
	3	26.30	13.70	0.0030	23.88	0.008	4556	1.57
	Ave	27.48	14.73	0.0037	25.12	0.010	4069	1.60
柱はり (T)	1	59.15	30.21	0.0060	52.21	0.031	5006	3.00
	2	57.17	30.44	0.0060	52.15	0.030	5076	2.93
	3	56.89	27.91	0.0059	51.79	0.030	4730	2.77
	Ave	57.74	29.52	0.0060	52.05	0.030	4937	2.90
柱はり (T)	1	49.54	26.63	0.0030	43.82	0.0111	8943	2.26
	2	46.55	30.74	0.0040	42.08	0.0091	7673	1.66
	3	43.22	22.96	0.0025	40.26	0.0086	9229	1.98
	Ave	46.44	26.78	0.0032	42.05	0.0096	8614	1.97

※ M_{\max} : 最大モーメント[kNm]、 M_y : 降伏モーメント[kNm]、 θ_y : 降伏変形角[rad]

M_u : 終局モーメント[kNm]、 θ_u : 終局変形角[rad]、R : 回転剛性[kNm / rad]、 μ : 塑性率

表 3.2.2-2 フレーム試験の特性値一覧

		P_{\max}	P_y	θ_y	P_u	θ_u	K	μ	Ds
フレーム	1	60.76	32.00	0.0105	54.62	0.0357	3047	1.99	0.58
	2	74.03	40.73	0.0141	66.92	0.0353	2896	1.53	0.70
	3	61.18	29.78	0.0103	56.40	0.0511	2879	2.61	0.49
	Ave	65.32	34.17	0.0116	59.31	0.0407	2941	2.04	0.59

※ P_{\max} ：最大耐力[kN]、 P_y ：降伏耐力[kNm]、 θ_y ：降伏変形角[rad]、 P_u ：終局耐力[kN]

θ_u ：終局変形角[rad]、K：初期剛性[kN / rad]、 μ ：塑性率、Ds：構造特性係数

表 3.2.2-3 フレーム試験結果から求めた許容耐力

	許容基準耐力				許容耐力 (最小値)	壁倍率
	$2/3P_{\max}$	P_y	$0.2P_u/Ds$	P_{150}		
No.1	40.51	32.00	18.83	21.98	18.83	3.92
No.2	49.35	40.73	19.12	21.41	19.12	3.91
No.3	40.78	29.78	23.02	19.78	19.78	4.11

※有効壁長さ=2.45m

<柱の終局曲げ耐力と接合部性能の比較>

表 3.1.2-4 基準強度

単位：N/mm²

強度等級	基準強度・弾性係数				
	F _c	F _t	F _b	F _s	E
E120-330	25.2	22.2	32.4	3.6	11760

※柱断面：105×300 mm

※F_c：圧縮基準強度、F_t：引張基準強度、F_b：曲げ基準強度、F_s：せん断基準強度、E：弾性係数

塑性断面係数 Z_p を求める。

$$\begin{aligned}
 Z_p &= \frac{b \times d^2}{4} \\
 &= \frac{105 \times (300)^2}{4} \\
 &= 2362500 [mm^3]
 \end{aligned}$$

終局モーメントを求める。

$$\begin{aligned}
 M_u &= F_b \times Z_p \\
 &= 32.4 \times 2362500 \\
 &= 7654500 [Nmm]
 \end{aligned}$$

地震・風圧時の終局モーメントを求める。

$$\begin{aligned}
 M_u(\text{地震・風圧}) &= \frac{M_u}{1.5} \\
 &= \frac{7654500}{1.5} \\
 &= 5103000 [Nmm] \\
 &= 51.03 [kNm]
 \end{aligned}$$

以上の計算過程により柱の終局曲げ耐力は 51.03 kNm となる。

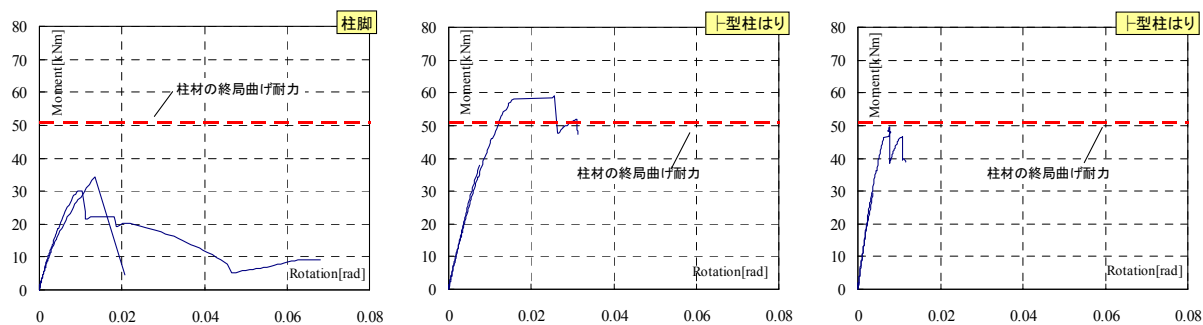


図3.2.2-2 柱の終局曲げ耐力と接合部性能の比較

3.2.3 面材耐力壁の構造性能

実験に用いた面材耐力壁は構造用 MDF 耐力壁である。基本的に内壁には真壁仕様、外壁には大壁仕様とし、壁式構造試験体は内外壁ともに真壁仕様を用いた。

大壁仕様の面材は外周が CN50@100、間柱等に CN50@200 で受け材に留められている。併用構造試験体、ラーメン構造試験体では、外壁として用いている。真壁仕様は受け材仕様で受け材と軸組は N75@300 で接合されている。面材は外周が CN50@100、間柱等に CN50@200 で受け材に留められている。

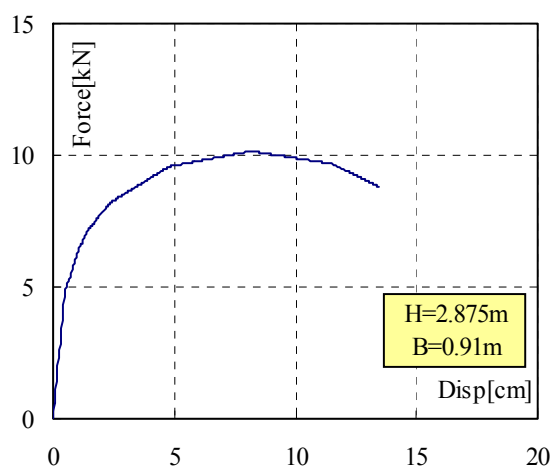


図 3.3.2 荷重変形関係（大壁）

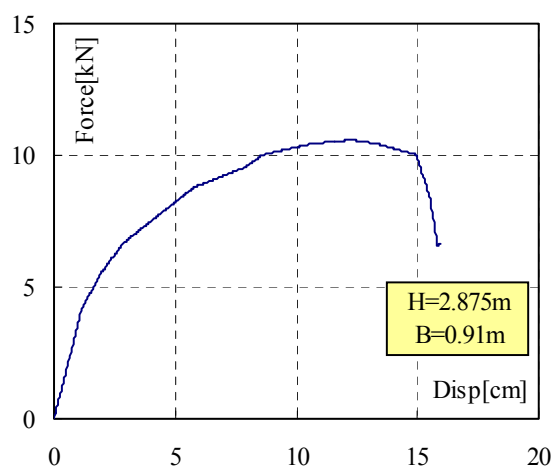


図 3.3.2 荷重変形関係（真壁）

表 3.2.3-1 構造特性値一覧

	P_{max}	P_y	δ_y	P_u	δ_u	K	μ	Ds
大壁	10.17	5.96	1.39	9.30	8.83	6.70	6.36	0.29
真壁	10.58	5.65	3.43	9.54	15.49	2.78	4.52	0.35

※ P_{max} ：最大耐力[kN]、 P_y ：降伏耐力[kN]、 δ_y ：降伏変形[cm]、 P_u ：終局耐力[kN]

δ_u ：終局変形[cm]、K：初期剛性[kN / rad]、 μ ：塑性率、Ds：構造特性係数

表 3.2.3-2 許容耐力一覧

	4つの指標				最小値	低減率	許容耐力	壁倍率
	$2/3P_{max}$	P_y	$0.2P_u/Ds$	P_{150}				
大壁	6.78	5.69	8.05	7.73	5.96	0.750	4.47	2.5
真壁	7.06	5.65	5.41	5.47	5.41	0.825	4.46	2.5

3.2.4 地震力算定用重量

いずれの建物もプランが、ほぼ同じで同様の仕上げを想定しているため、部材断面の違いを除いた固定荷重と積載荷重は同じである。実験時に施工していない仕上げと積載荷重の重量は鋼製の錘を床に固定して代用した。錘の最小単位の都合上、最終的に算出された地震力算定用重量は、ラーメン構造試験体が2層部分で114.97kN、1層部分で254.78kN、壁式構造試験体が2層部分で111.27kN、1層部分で252.43kNとなり概ね同等とした。

表 3.2.4-1 地震力算定用重量

試験体	層	W_i	$\sum W_i$	α_i	A_i	C_i	$\sum Q_i$
ラーメン	2	114.97	114.97	0.451	1.270	0.381	43.8
	1	139.81	254.78	1.000	1.000	0.300	76.4
壁式	2	111.27	111.27	0.441	1.28	0.384	42.7
	1	141.16	252.43	1.000	1.000	0.300	75.7

※ W_i : 層の重量[kN]、 $\sum W_i$: i 階より上の全重量[kN]

A_i : 層せん断力分布係数、 C_i : 層せん断力係数、 $\sum Q_i$: 地震力[kN]

3.3 試験概要

3.3.1 加振計画

加振波計画は中地震を想定した入力後、大地震を、そして余震波を入力する計画とした。中地震→大地震→余震の一連の加振後の損傷状況によって、その後の入力波を選定し、加振を継続した。中地震には建築センター波レベル1を1/3に縮小し、応答加速度の一定領域が0.2Gとなる波（以下、BCJ_L1 33%）を用いた。大地震には1995年兵庫県南部地震の際に神戸海洋気象台で観測された波のNS成分（以下、JMA神戸）を用いた。余震波には、2004年新潟県中越地震の際に川口観測地点で観測された余震波のEW成分（以下、JMA川口）を用いた。そのほかの入力波には2007年新潟県中越沖地震の際に柏崎原子力発電所で観測された波のNS成分（以下、柏崎原発）や周波数特性のない波としてBCJレベル1を減じず、そのままのものが用いられている。また、それぞれの加振の前後に固有周期及び減衰定数などの振動特性を求めるためにランダム波及びステップ波を入力した。

以降の考察において、中地震に対する応答の例としてBCJ_L1 33%、大地震に対する応答の例としてJMA神戸100%について比較する。そこで、図3.3.2、図3.3.3にそれぞれの試験体に入力されたBCJ_L1 33%とJMA神戸のSa - Sd曲線を示す。軸組構造試験体のみ0.9Hzのハイパスフィルター処理が行われ、その他のJMA神戸では1.0Hzのハイパスフィルター処理が行なわれている点異なるものの、0.9Hzまでの特性は、ほぼ同じであることを確認した。

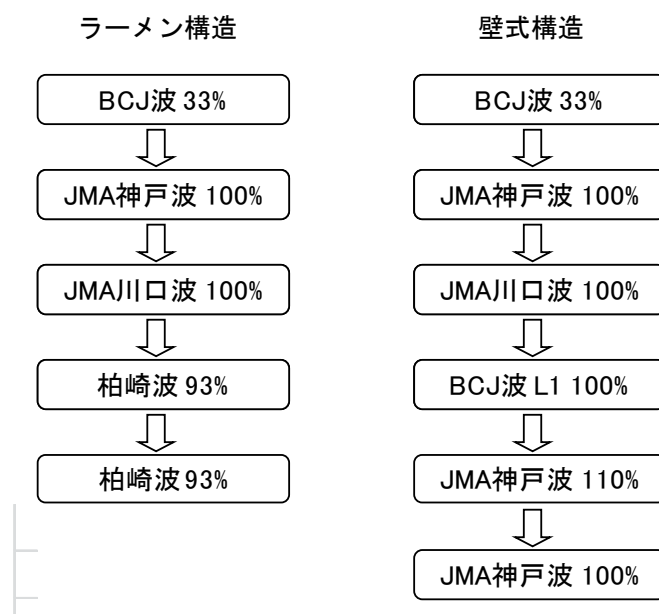


図3.3.1-1 加振スケジュール

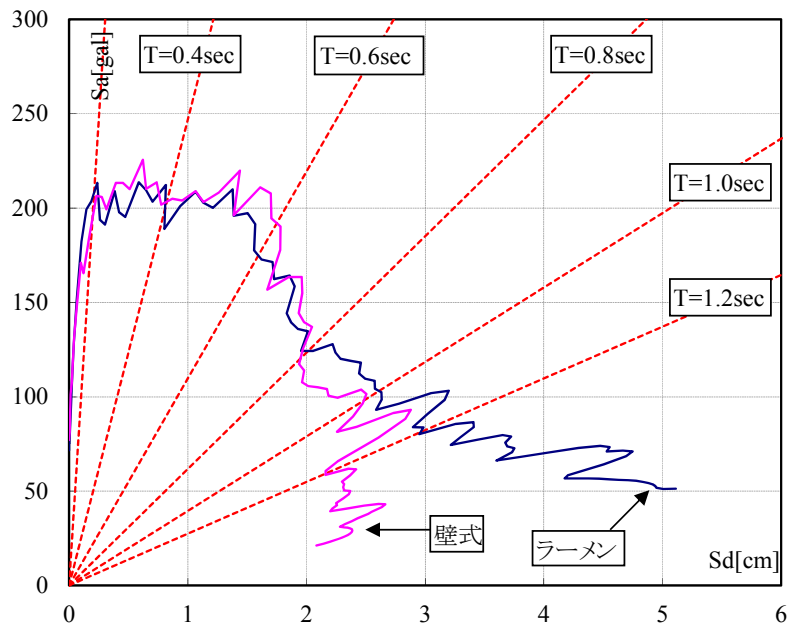


図3.3.1-2 Sa-Sd 曲線による比較 (BCI 波 L1 33%)

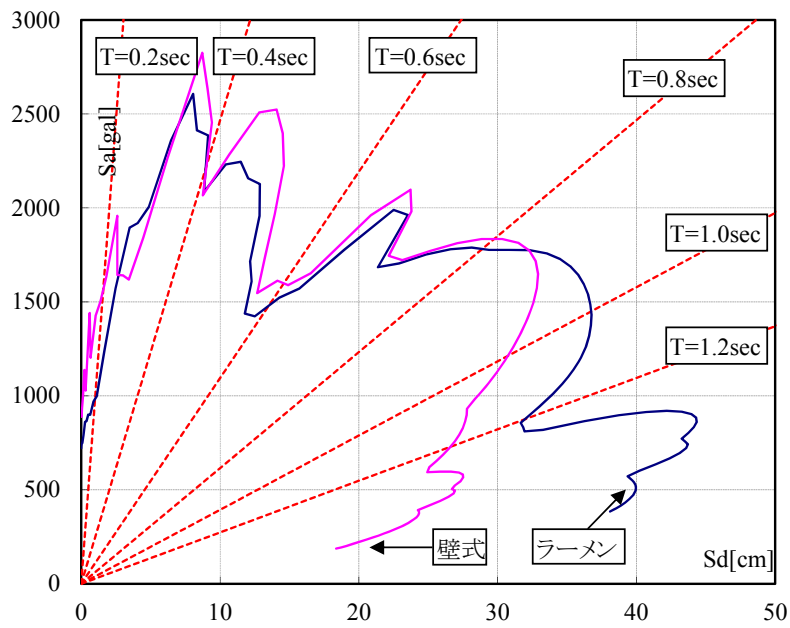


図3.3.1-3 Sa-Sd 曲線による比較 (JMA 神戸波 100%)

3.3.2 計測計画

計測は、振動台上および各層の加速度、各層の層間変形を計測した。またラーメン試験体、併用試験体では、ラーメン接合部の回転角を算出するために変位計、モーメントを算出するためにひずみゲージを貼り付けた。壁式構造試験体では柱脚の引き抜け量を変位計にて計測した。

<計測項目>

- ・振動台加速度 : サーボ型加速度計
- ・架台加速度 : サーボ型加速度計
- ・2 階、R 階加速度 : サーボ型加速度計

- ・層間変位 : 一般用変位計 (SDP-200D)、巻き取り式変位計 (DT-500)

- ・接合部回転角 : 高感度変位計 (CDP-50)、一般用変位計 (SDP-100)
- ・接合部モーメント : ひずみゲージ
- ・柱脚引き抜け : 一般用変位計 (SDP-100)

3.4 振動台実験の結果

3.4.1 実験の経過

本項では固有振動数、減衰定数の推移及び損傷状況を示す。

図 3.4.1-1 にランダム波加振より求めた固有振動数の推移、図 3.4.1-2 にステップ波加振より求めたステップ波加振より求めた減衰定数の推移を示す。実験前の振動数はラーメン構造 2.3Hz、壁式構造 5.2Hz であった。

中地震を想定した BCJ 波 33%加振では、ラーメン構造試験体、壁式構造試験体ともに損傷は見られず、固有振動数と減衰定数の変化はほとんどなかった。

大地震を想定した JMA 神戸波 100%加振では、ラーメン構造試験体で、柱脚金物の損傷、柱脚接合部や柱はり接合部付近の柱材の割裂が確認された。一方、壁式構造においては、面材を留めている釘の抜けやめり込みが確認された。この入力の前後で固有振動数は減少し、減衰定数は上昇した。

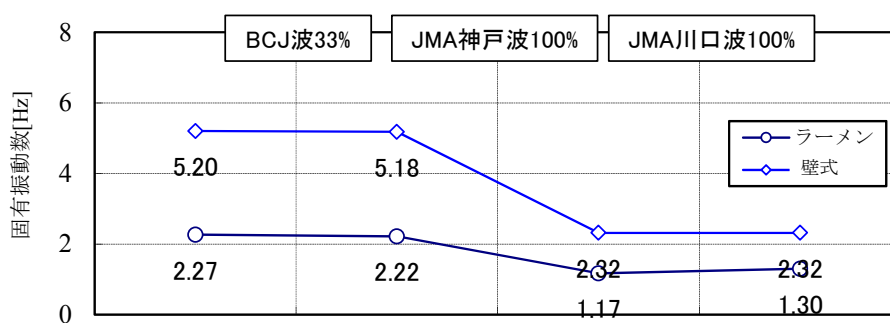


図3.4.1-1 固有振動数の推移

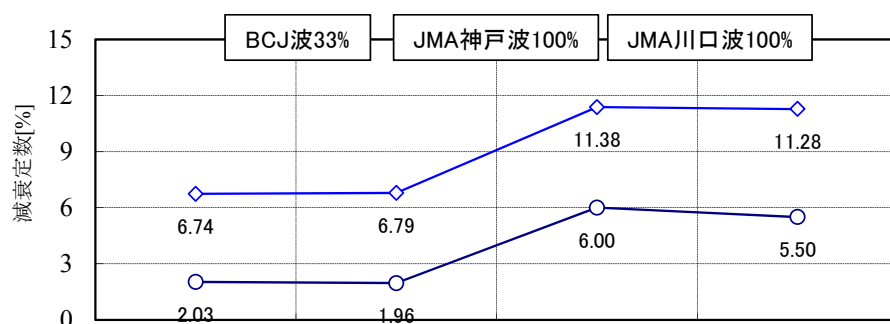


図3.4.1-2 減衰定数の推移

<ラーメン構造の損傷状況>

JMA 神戸 100%加振時に生じた損傷状況を以下に示す。



写真 3.4.1-1 柱材の割れ

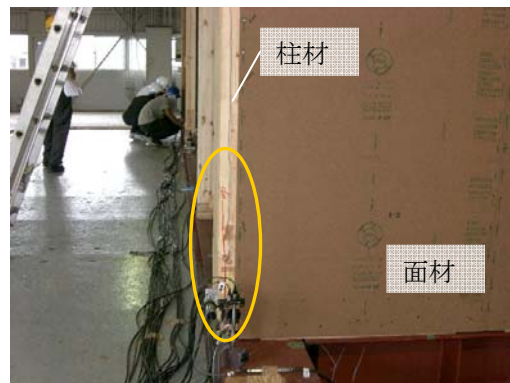


写真 3.4.1-2 柱材の割れ



写真 3.4.1-3 柱脚接合部の割裂



写真 3.4.1-4 柱材の割れ（柱はり接合部）

<壁式構造の損傷状況>

JMA 神戸 100%加振時に生じた損傷状況を以下に示す。



写真 3.4.1-7 釘のめり込み

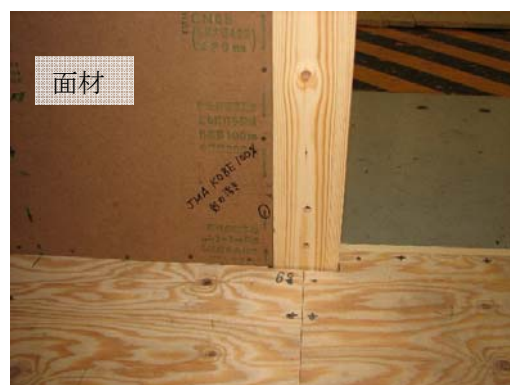


写真 3.4.1-8 釘の浮き（2F）

3.4.2 中地震に対する応答

図3.4.2-1にBCJ_L1 33%入力時の各試験体の1層中央部の層せん断力-層間変形角関係、表3.4.2-1に最大値一覧を示す。最大層せん断力は C_0 換算でラーメン構造試験体が0.22、壁式構造試験体が0.14とばらつきがあった。いずれの試験体も変位計の時間遅れもあって若干のループを描いているが総じて弾性的な挙動を呈しているといえる。そこで、両試験体の結果を $C_0=0.2$ 換算とし比較する。結果、変形角はラーメン構造試験体が1/402rad、壁式構造試験体が1/1567radとなった。壁式構造は非線形性がラーメン構造よりも大きく、初期の剛性が高いこと、さらに設計時に考慮していない余力もあり、これらが中地震に対して性能を高くしているものと考えられる。

表 3.4.2-1 最大値一覧

	最大変形	最大層せん断力	$C_0=0.2$ 換算時の変形
ラーメン	1/364 rad	57.2kN (0.22)	1/402 rad
壁式	1/2522 rad	30.5kN (0.12)	1/1567 rad

※表中の値は、絶対値の最大値である。

※ () 中の値は最大層せん断力 / 試験体重量

※変形角は $H=2875\text{mm}$ で算出。

※ $C_0=0.2$ 換算

最大層せん断力、最大層せん断力時の変形を用いる。

$$\text{変形} (C_0=0.2\text{換算}) = \frac{\text{最大層せん断力係数}}{0.2} \times \frac{\text{最大層せん断力時の変形}}{2875}$$

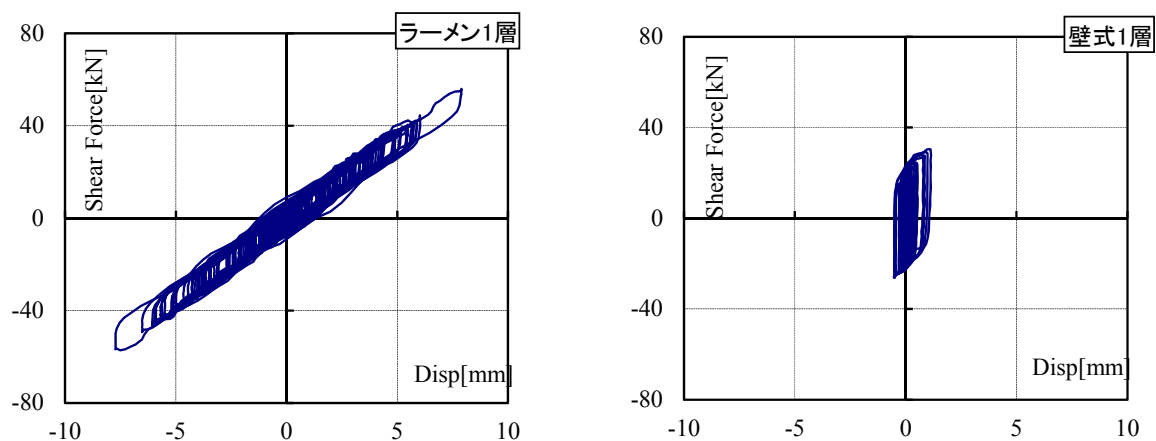


図 3.4.2-1 中地震における層せん断力層間変形関係

3.4.3 大地震に対する応答

表 3.4.3-1 に最大応答変形・最大層せん断力一覧、図 3.4.3-1 に各層中央の層せん断力-層間変形角関係を示した。ラーメン構造試験体は最大荷重を超えている。加速度の大きなところで損傷を受け、その後の入力で応答変位が進んだものと考えられる。一方、壁式構造試験体では、最大荷重には至っておらず、最大応答変形でも 1/39rad とラーメン構造試験体よりも小さくなった。

表 3.4.3-1 最大応答変形・最大層せん断力一覧

		ラーメン	壁式
最大変形	2 層	1/36 rad	1/67 rad
	1 層	1/20 rad	1/39 rad
最大層せん断力	2 層	220.4kN (1.34)	190.9kN (1.61)
	1 層	338.1kN (1.33)	343.6kN (1.36)

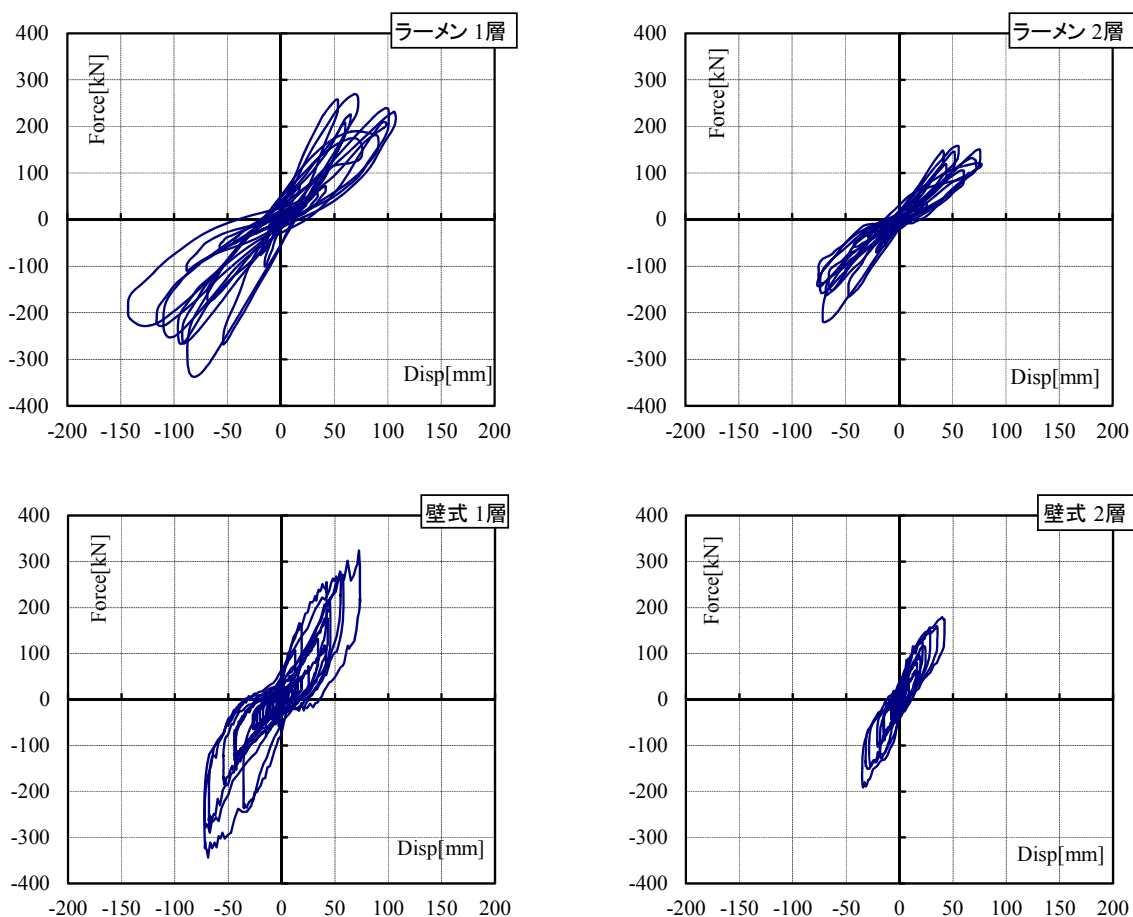


図 3.4.3-1 層せん断力-層間変形関係

※ラーメン構造では加速度波形にノイズが見られたため 6Hz のローパスフィルター処理を施した。

3.5 評価方法に関する考察

3.5.1 地震時挙動と評価値の関係

本項では、実大振動台実験から得られた結果と評価値の関係について述べる。

実大振動台実験の結果、ラーメン構造試験体は建築基準法で定めている「中地震相当の地震に対して損傷を生じないこと」「極めてまれな大地震相当の地震に対して倒壊しないこと」という耐震設計の基準を満足した。しかし、図 3.5.1-1 中の (A) 基準法上の評価方法や (B) 実性能を想定した評価方法で、ラーメン構造試験体は壁式構造試験体より耐震性能が高いもしくは同等となっているものの、実大振動台実験の結果をみると両者が同じ耐震性能とは言い難い。

中地震に対しては、剛性評価するために 1/150rad 時の耐力で評価した (C) は、ほぼ同等の評価値となっているが、ラーメン構造試験体は壁式構造試験体より約 3.9 倍大きくなった。これは、ラーメン構造試験体は垂壁や腰壁などの雑壁が壁式構造よりも少ないことが主な要因と考えられる。次に大地震に対しては、ラーメン構造試験体は倒壊しないものの、接合部や柱材に大きな損傷が見られたれ、壁式構造試験体との損傷に差が生じている。

以上より、損傷に対する変形制限は 1/200rad 以内にすること、大地震時に対しては、図 3.5.1-2 に示すように柱脚全塑性点など終局状態を考慮して評価する必要があると言える。終局状態を考慮して評価した場合、評価値は 0.27 と基準法上の評価 (A) に比べて約 1/2 になってしまう。

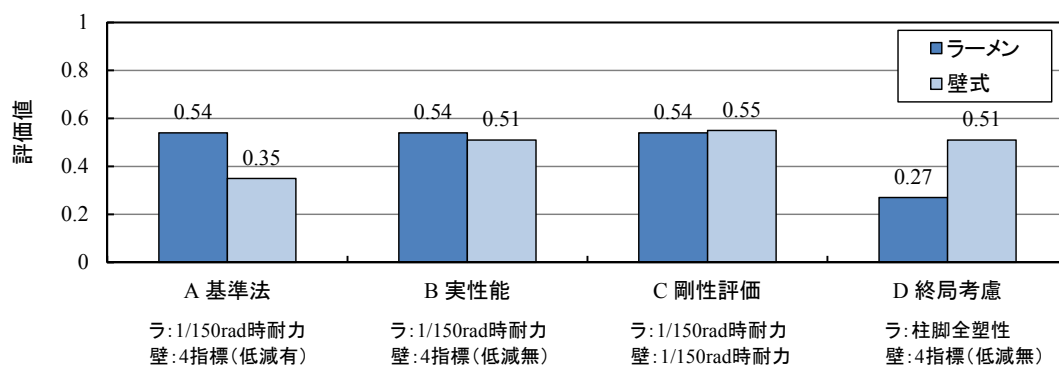


図3.5.1-1 評価値一覧

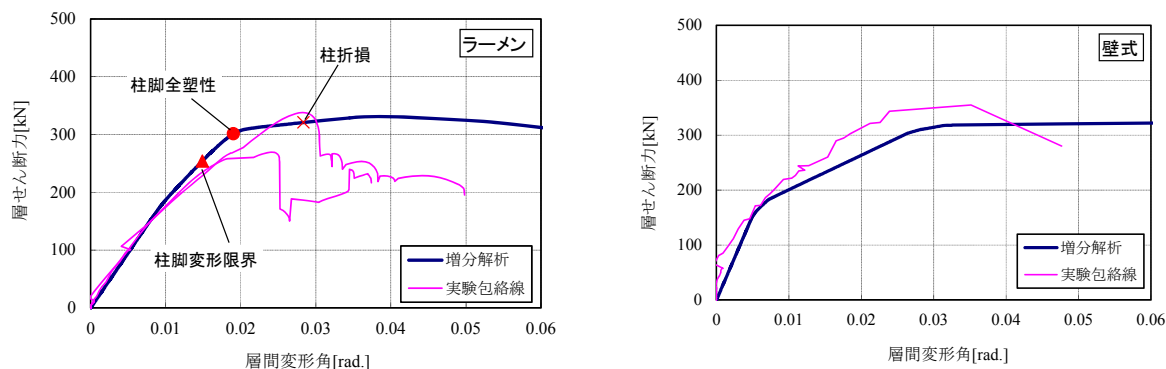


図3.5.1-2 包絡線と増分解析結果の比較 ※増分解析の詳細については後述する。

3.5.2 評価方法の解析的検討

本項では時刻歴応答解析を用いて、評価方法の解析的検討を行った結果について述べていく。

まず、振動台実験の結果の追跡を行い、解析モデルの妥当性を確認する。その後、1層の建物モデルを用いて、評価値の解析的検討を行う。評価値の解析的検討の際には、接合部のエネルギー吸収量を向上させた場合も検討した。

3.5.2.1 解析モデルの構築

解析にはNew Zealand Canterbury大学で開発された非線形応答解析プログラムRUAUMOKO³⁰¹⁾を用いた。ラーメンフレームの接合部、面材耐力壁の非線形性を表す復元力特性には、図3.5.2-1に示す木造の耐力壁の実験結果に基づいて提案されたWayne Stewartモデル³⁰²⁾を採用した。ラーメンフレームの接合部モデルはZ軸回転に対して長さゼロの弾塑性回転バネをつけた。図3.5.2-2にラーメンフレーム（1構面）のモデル図を示す。壁式構造は筆者らが既往の研究で用いた図3.5.2-3に示すようなパンケーキモデル³⁰³⁾を用い、壁要素は長さゼロの等価な弾塑性バネに置換した。

各要素の復元力特性のパラメーターは実験から得られた荷重変形関係やモーメント回転角関係より定義した。表1にパラメーター一覧を示し、図3.5.2-4から図3.5.2-6に接合部実験から得られた解析モデルと実験値の比較を示す。前述したとおりWayne Stewartモデルは木造の耐力壁を対象に提案されたモデルであるが、接合部に対しても精度よく追跡が出来ていることがわかる。また面材耐力壁部分は実大建物実験によって得られた荷重変形関係に対して壁試験から求めたモデル曲線を足し合わせた加算値は約8から9割であるとの複数の報告^{304),305)}などを考慮し、図3.5.2-7、図3.5.2-8に示す壁試験の荷重変形関係の荷重を1.25倍して用いた。粘性減衰は初期剛性比例型とし、ラーメン構造、併用構造を1%、軸組構造を3%とした。値を違えたのは、ラーメン構造の接合部が初期変形から線形的な挙動を呈すに対し、耐力壁では初期段階から非線形が強いことを反映させるためである。

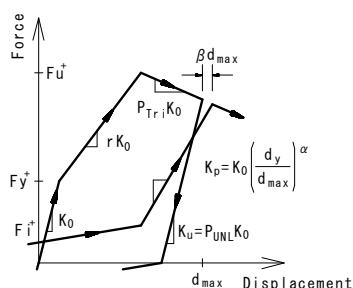


図3.5.2-1 復元力特性

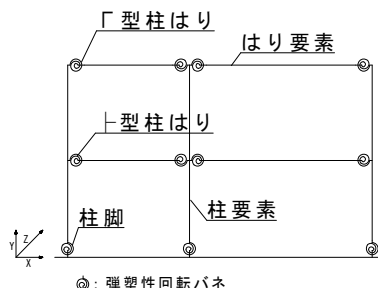


図3.5.2-2 ラーメンモデル

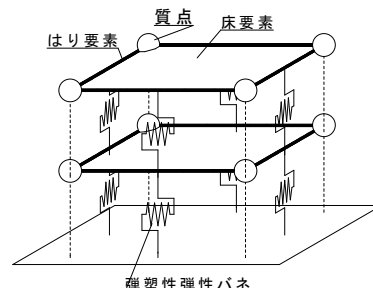


図3.5.2-3 パンケーキモデル

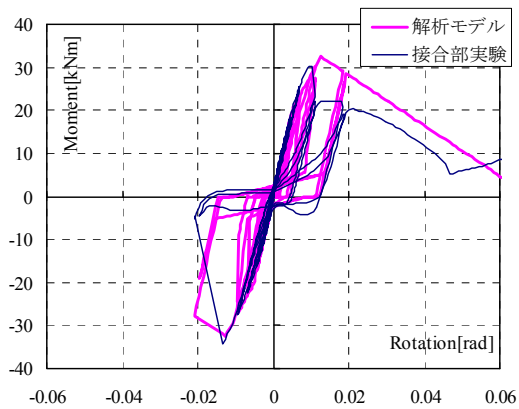


図3.5.2-4 解析モデル（柱脚接合部）

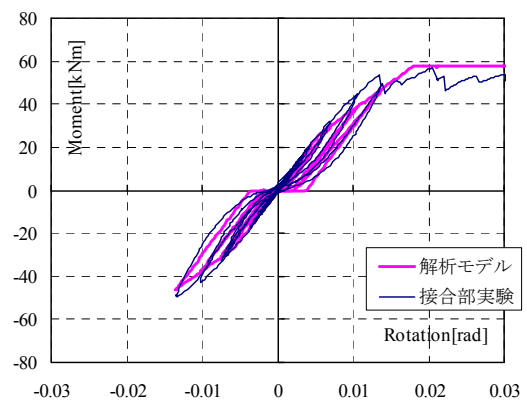


図3.5.2-5 解析モデル（T型柱はり接合部）

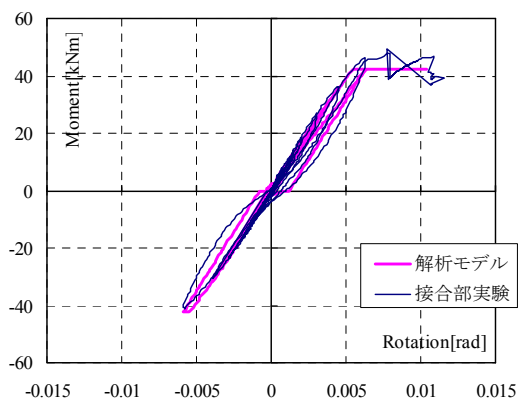


図3.5.2-6 解析モデル（I型柱はり接合部）

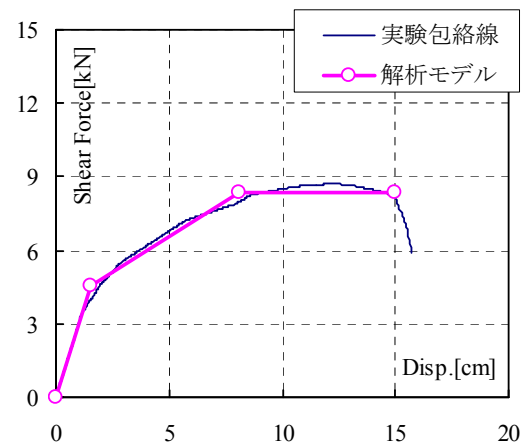


図3.5.2-7 解析モデル（面材耐力壁 真壁）

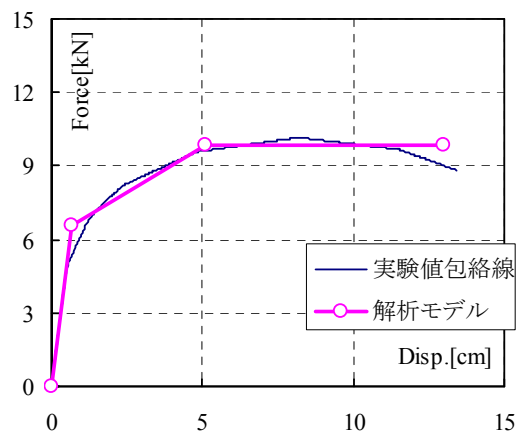


図3.5.2-8 解析モデル（面材耐力壁 大壁）

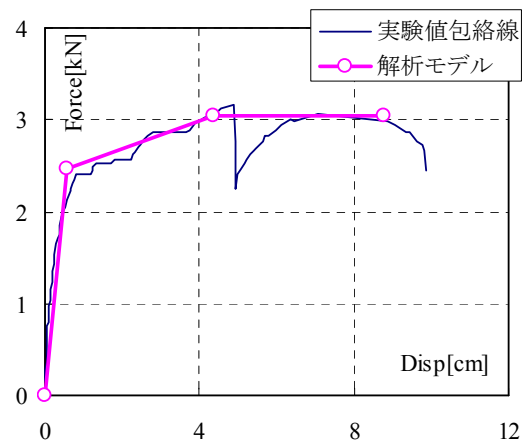


図3.5.2-9 解析モデル（石膏ボード）

3.5.2.2 解析モデルの妥当性確認

1) 振動解析

振動台実験の際に、地震波の前後に入力したランダム波で算出された固有振動数を解析モデルの初期剛性で計算された振動数と比較する。ラーメン構造では実験値2.3Hzと解析値2.2Hzとなり、ほぼ一致した。一方、壁式構造では実験値5.2Hz、解析値2.9Hzとなり解析値は実験値を下回った。これは粘性減衰の項で述べたとおりラーメン構造が初期状態から比較的線形的な挙動を示したのに対し、面材耐力壁は初期から仮定した第一降伏点まで非線形的な挙動を示したことが主たる原因と考えられる。

2) 増分解析

増分解析で各層に加える荷重は設計時の質量をもとに算出したAi分布とし、それを各層内では、各節点に負担面積に応じて振り分けた。

図3.5.2-10に増分解析の解析結果と全実験結果から描いた包絡線を比較して示す。ラーメン構造では、1/100radまで精度良く追跡できているが、それ以降少しずつ実験値と解析値の差が大きくなる結果となり、解析の柱脚全塑性点では、荷重は解析値が約9割と低くなった。また、1/40rad以降の実験値の低下は解析では再現できていない。これはT型柱はり接合部実験では柱材が折れ、終局耐力を迎えたが、解析モデルでは柱材を線形としたことが原因と考えられる。モデル上、曲げ破壊を考慮することは容易であるが、柱材の耐力低下の表現方法は詳細な検討が必要であり、以降の検討においても柱材は線形として扱う。壁式構造では1/150rad付近までは概ね実験値を再現できているが、それ以降は壁の解析パラメーターを壁実験時の1.25倍したにもかかわらず、実験値の方が大きい値となった。

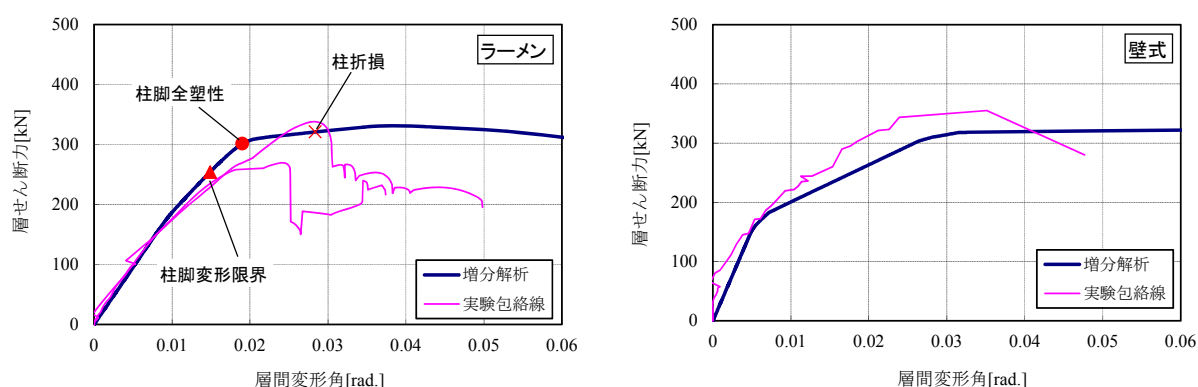


図3.5.2-10 実験値と増分解析結果との比較

3) 時刻歴応答解析

大地震を想定し入力した JMA 神戸波、JMA 川口波の追跡結果について述べる。図 3.5.2-11 に JMA 神戸波、JMA 川口波入力時の 1 層中央の層間変形の時刻歴波形を示す。両構造とも JMA 神戸波では解析の最大応答変形は実験を概ね再現できているが、JMA 川口波では時刻歴波形の位相が若干ずれ、最大変形値においても解析値が 8 割から 7 割と低い値を示した。

次に図 3.5.2-12 に示す JMA 神戸波入力時の層せん断力層間変形関係について考察する。最大層せん断力の比較においては、解析値は実験値に対して、ラーメン構造で約 1.07 倍、軸組構造で約 0.87 倍と概ね追跡できている。復元力特性においては増分解析で指摘したラーメン構造の荷重の低下の表現などの問題点のほかに、最大応答を示す正側では概ね追跡出来ているが、負側では応答変位及び層せん断力の値が小さく、精度良く追跡できていない。

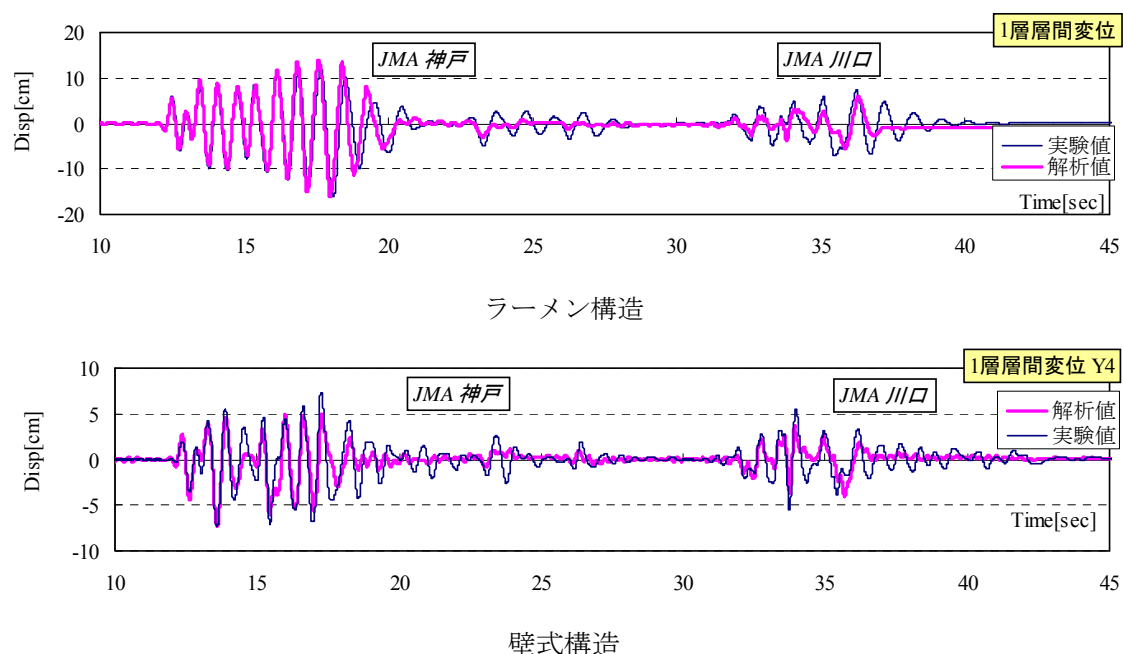


図3.5.2-11 実験値と時刻歴応答解析結果との比較

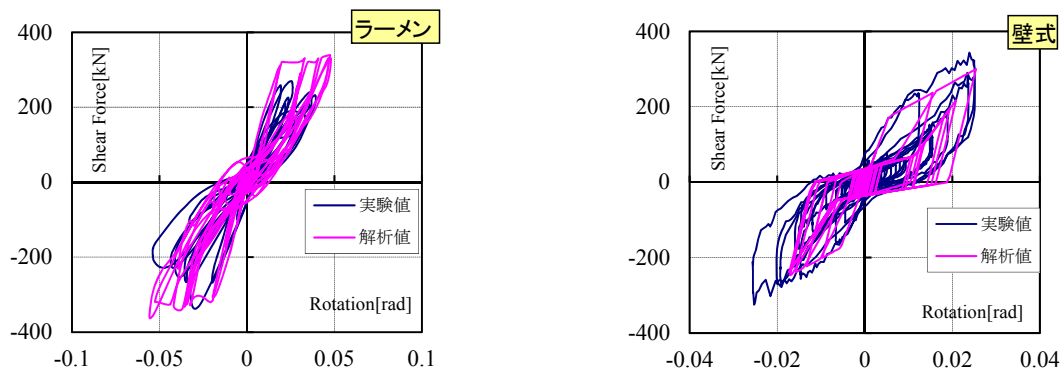


図3.5.2-12 実験値と時刻歴応答解析結果との比較（荷重変位関係）

3.5.2.3 評価方法の検討

まず、ラーメン構造の設計値を現行の実設計で用いられている値や、増分解析及び実験結果の値として、同等の設計値を持つ軸組構造と最大応答変形を比較し、妥当な設計法について一考する。次いでラーメン構造は、部材は線形から脆性的に破壊、一方、接合部は履歴を描いてエネルギー吸収するので、現状の接合部の剛性で、エネルギー吸収性能を向上させると応答変形にどのような影響がでるのか検討する。

また検討には、実験で用いた JMA 神戸波に加えて、表 3.5.2-1 を用いた。図 3.5.2-13 に各地震波の S_a - S_d 曲線を示す。表 3.5.2-1 中の基準化 1,2 の列には各検討に用いる入力倍率である。入力波の基準化の内容は各検討の際に述べる。

表 3.5.2-1 入力波一覧

名称	方向	発生日時	PGA	PGV	基準化1			基準化2
					評価1	評価2	評価3	
JMA神戸	NS	1995.1.17	820	80	0.77	0.72	0.47	0.60
JR鷹取	NS	1995.1.17	603	135	1.03	0.92	0.55	0.72
JMA小千谷	EW	2004.10.23	897	84	1.80	0.80	0.71	0.66
JMA川口(余震)	EW	2004.10.23	2036	67	0.86	1.70	1.40	1.10
K-net穴水	EW	2007.3.25	782	99	1.02	0.91	0.53	1.07
K-net柏崎	NS	2007.7.16	667	109	1.35	1.25	0.77	1.12

※₁ JMA：気象庁観測、K-net：防災科学技術研究所観測

※₂ PGA：最大加速度 単位[gal]、PGV：最大速度 単位[cm/sec]

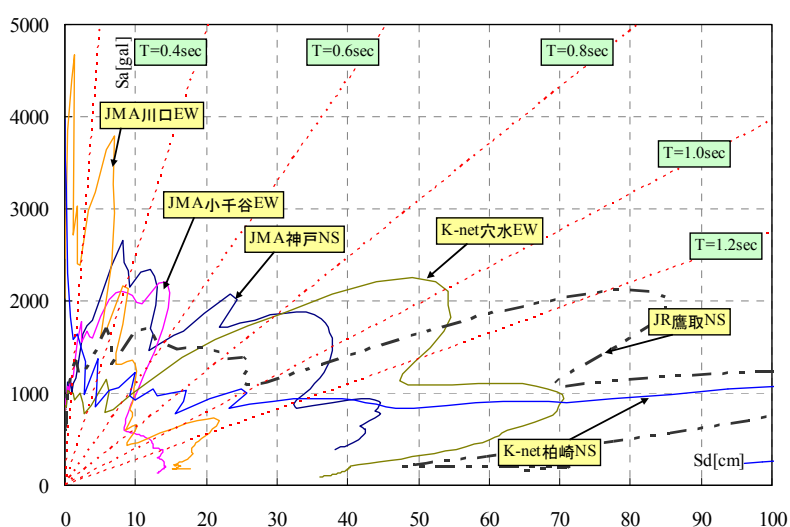


図3.5.2-13 入力波の S_a - S_d 曲線

1) 評価法による違いの検討

本実験では、1/150rad時の耐力で評価したラーメン構造と、面材耐力壁を実性能及び面積比で評価した軸組構造の評価値が実設計の値だが、振動台実験の結果からは両構造が中地震及び大地震に対して同等の性能とは言い難い。そこで大地震時のラーメン構造と壁式構造の応答変形に着目し、応答変形がほぼ同じとなる評価値について一考する。

ラーメン構造の評価法は、No.1の1/150rad時の耐力を許容耐力とする方法（以下、評価1）とNo.5の増分解析結果の柱脚全塑性点を限界点とした方法（以下、評価3）を用いてきたが、ここでは増分解析結果で門型フレーム実験値の終局変形を限界点とする手法（以下、評価2）を追加し、3つの手法とした。図3.5.2-14に評価値一覧を示す。なお、ラーメン構造は振動台実験のモデルよりラーメンフレームの数を減らし、評価2において品確法等級3を満足するようにした。

一方、壁式構造は、壁の荷重変形を単純に重ね合わせ求めた荷重変形より4つの指標を算出し、その最小値を許容耐力とする。用いる面材耐力壁の解析モデルは、実験値の追跡と同様図3.5.2-15にラーメン構造の増分解析結果及び、軸組構造の壁の荷重変形を単純足し合わせし求めた層の荷重変形、表3.5.2-1に両構造の評価値一覧を示す。軸組構造の層の荷重変形は、前述した3種類の評価とそれぞれ同じ評価値となるように調整した。解析対象地震動は、各評価の壁式構造の最大応答変形（1層中央）が1/30radになるように基準化し、その入力波をラーメン構造にも入力した。

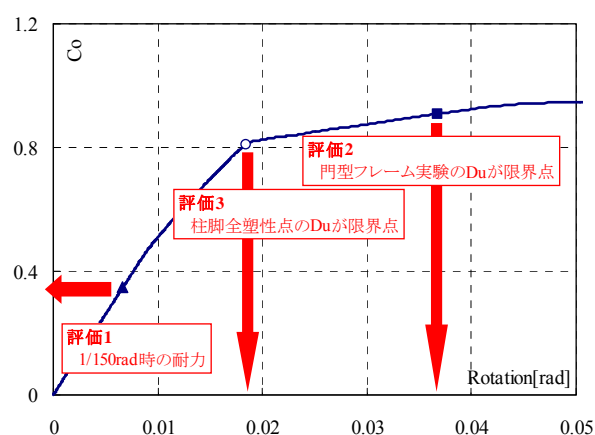


図3.5.2-14 評価値一覧

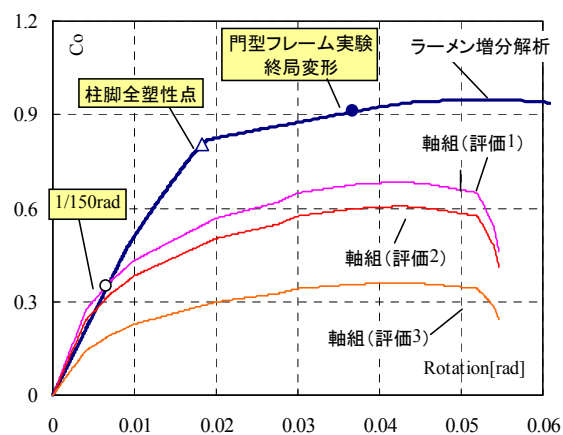


図3.5.2-15 層の荷重変形

表3.5.2-1 評価値一覧

	評価1 1/150rad時耐力	評価2 門型フレーム終局変形	評価3 柱脚全塑性点
ラーメン	88.72kN (0.35)	79.54kN (0.31)	46.96kN (0.18)
壁式	88.35kN (0.35)	78.25kN (0.31)	46.52kN (0.18)

※ () 内の値は許容耐力を試験体重量で除した値。

※ 解析モデルの重量（1層） ラーメン：254.78kN、壁式：252.43kN

ラーメン構造と各評価の壁式構造の1層中央の最大応答変形の比較を図3.5.2-16~18に示す。ラーメン構造と評価1の壁式構造の比較では、振動台実験時の結果でもみられたようにラーメン構造の応答変形の方が大きい値を示し、特にJR鷹取波入力の際に、ラーメン構造の最大応答変形が約1/11radまで達している。

評価2での比較においても、K-net穴水波以外の地震動に対してラーメン構造の応答変形値の方が大きい値を示した。評価1と比較すると、ラーメン構造と軸組構造の応答変形の差は少なくなった。最後に柱脚全塑性点を限界点とする評価3では、JMA小千谷波、JMA川口波以外の入力地震動に対して、ラーメン構造の応答変形が軸組構造の応答変形と比べ、小さい値を示した。

以上、ラーメン構造を評価1、評価2の方法で評価すると、同程度の設計値の軸組構造と比べて応答変形は大きくなりラーメン構造を過剰評価していた。一方、評価3で評価した場合では、軸組構造と比較してラーメン構造の応答変形が小さくなり、耐震性能が同等もしくは高くなる結果となった。このことより、このように応答変形に着目した場合、ラーメン構造は評価3で評価するものが、最も妥当だと考えられる。

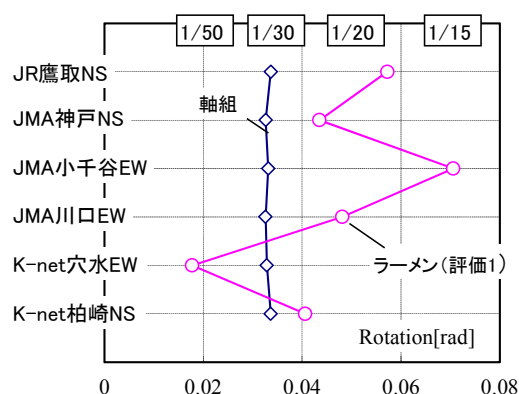


図3.5.2-16 最大応答変形の比較 (評価 1)

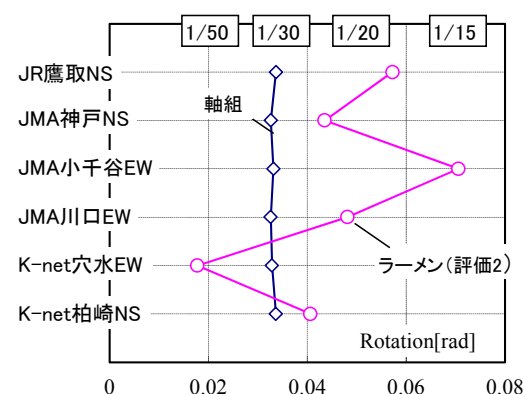


図3.5.2-17 最大応答変形の比較 (評価 2)

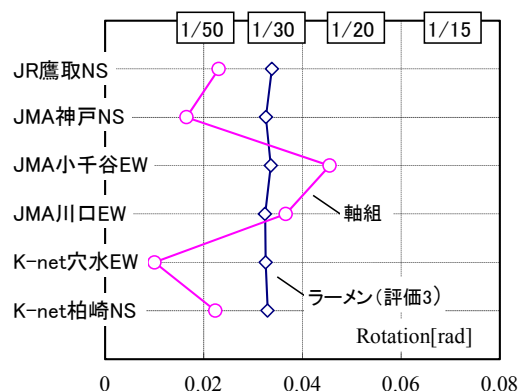


図3.5.2-18 最大応答変形の比較 (評価 3)

2) 接合部の復元力の違いによる検討

木質ラーメン構造では、接合部性能が建物の性能に大きく影響する。しかし、今回用いた接合部性能は、各接合部とも初期剛性が比較的高いものの、エネルギー吸収は期待できない。そのため、柱脚接合部では、ラグスクリーボルト引き抜けによる急激な荷重低下が見られ、脆性的な破壊傾向にある。そこで、現状の接合部性能を基準とし図3.5.2-19中の繰り返しによる残留耐力 F_i の値（以下、 F_i ）を変化させ、その値が最大応答に与える影響を検証する。ここで用いる係数として終局耐力に対する F_i の比率 α （以下、 α ）とし、表3.5.2-2に示す6つの値を用いる。現状の接合部の α 値のことを、以降 α =基準値とする。

図3.5.2-20に各地震動に対する最大応答変位を示す。いずれの入力地震動に対しても、 α 値が上がるに従って応答変形が低減されていることがわかる。例えば、基準値時と $\alpha=0.2$ 時の最大応答変形を比較すると、JMA神戸波では α =基準値時の応答変形の約0.61倍の1/50rad、JMA小千谷波では α =基準値時の応答変形の約0.56倍の1/53rad、K-net柏崎波では α =基準値時の応答変形の約0.75倍の1/40radを示した。JMA神戸波では $\alpha=0.3$ 、JMA小千谷波、K-net柏崎波では $\alpha=0.2$ で応答変位の低減が頭打ちとなり、K-net柏崎波では $\alpha=0.2$ 以上になると応答変位が大きくなる結果も見られた。平均的には、 $\alpha=0.2$ から0.3の場合が、応答変形が低減し、それ以降、低減は頭打ちとなる傾向がみられる。

表3.5.2-2 各接合部の F_i 値一覧

単位：cm

	Fi値							軸組壁
α	基準値	0.075	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4	0.11
柱脚	2.5	2.4	3.3	4.9	6.5	9.8	13.0	1.13
┘型	1.2	4.3	5.8	8.6	11.5	17.3	23.0	
Γ型	2.5	3.2	4.3	6.4	8.5	12.8	17.0	

※base：振動台実験に用いた接合部

※軸組壁の値は有効壁長さ $L=0.91\text{m}$ のときの値である。

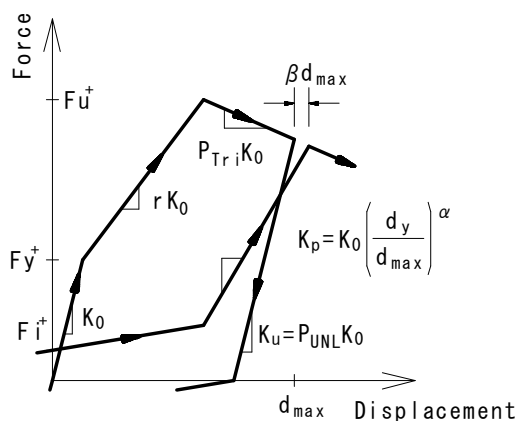


図3.5.2-19 復元力特性の定義

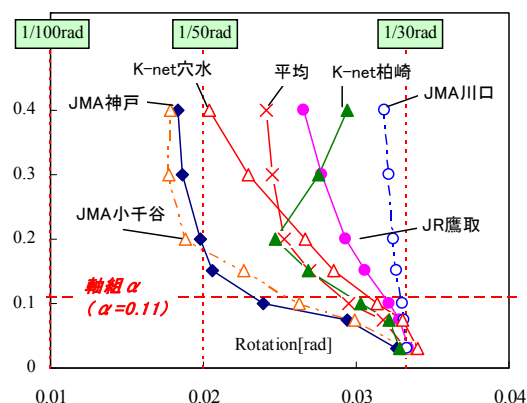


図3.5.2-20 最大応答変形の比較

次に、解析モデルの接合部性能を頭打ちとなる傾向を示した $\alpha = 0.2$ に変更した場合、壁式構造との関係はどのようになるのか比較検討する。入力地震動は「評価法による違いの検討」で用いたものと同じとした。図3.5.2-21~23に応答変形の比較を示す。評価1との比較では、ラーメン構造の応答変形の平均が約1/24radと、 α = 基準値の場合の約1/18radよりも小さくなった。評価1、2との比較では、エネルギー吸収能力を向上させたが、地震動によってはラーメン構造の応答変形が壁式構造よりも大きくなる場合もあった。一方、評価3との比較では、JMA川口波で軸組構造とほぼ同等な応答変形を示し、その他の地震動に対しては、軸組構造よりラーメン構造の応答変形が小さくなった。応答変形の平均値をみても、約1/38radから約1/47radに低減している。

接合部のエネルギー吸収能力を向上させた場合、ラーメン構造を評価1、2で評価すると接合部のエネルギー吸収能力がそのまゝの場合より、ラーメン構造の応答変形は低減され、軸組構造に近づいた。しかし地震動によっては、まだ壁式構造よりも大きな応答変形の値を示すこともあった。評価3で評価すると、今回解析に用いた全ての地震動に対して軸組構造の応答変形と同等もしくは小さい値を示した。本実験で用いたラーメン接合部の場合、エネルギー吸収能力を向上させたとしても軸組構造と同等の安全性を得るためには、評価3で設計する必要があることがわかった。

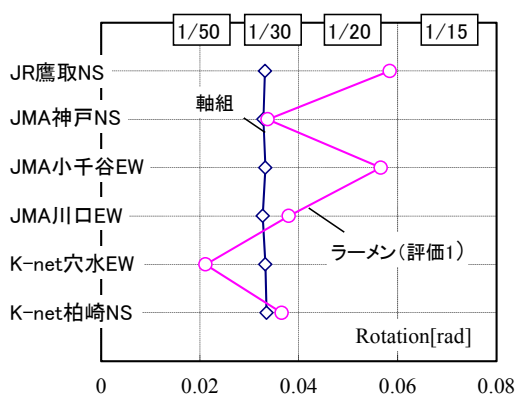


図3.5.2-21 最大応答変形の比較（評価1）

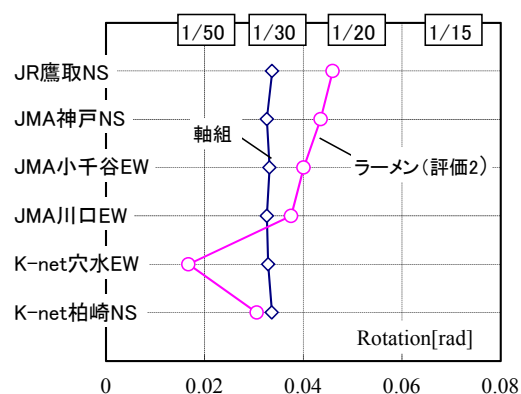


図3.5.2-22 最大応答変形の比較（評価2）

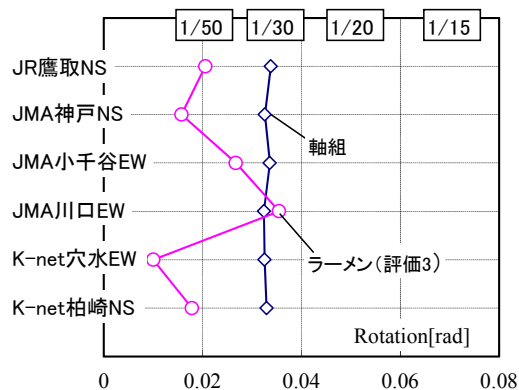


図3.5.2-23 最大応答変形の比較（評価3）

3.6 本章のまとめ

本章では基本的な挙動把握として、純ラーメンとした構造の実大振動台実験による動的挙動の把握、振動台実験の結果と時刻歴応答解析を用いた解析的検討によって純ラーメンとした構造の評価方法の妥当性を検証した。まとめると以下の知見を得た。

- 1) 実大振動台実験の結果、ラーメン構造試験体は建築基準法で定めている「中地震相当の地震に対して損傷を生じないこと」「極めてまれな大地震相当の地震に対して倒壊しないこと」という耐震設計の基準を満足した。しかし、評価方法によっては、ラーメン構造試験体は壁式構造試験体より耐震性能が高いもしくは同等となっているものの、実大振動台実験の結果をみると中地震では壁式構造の約 3.9 倍の変形を示し、大地震では壁式構造よりも大きな損傷が確認されたため、両者が同じ耐震性能とは言い難い。

このため損傷に対する変形制限は $1/200\text{rad}$ 以内にすること、大地震時に対しては、柱脚全塑性点など終局状態を考慮して評価する必要があると言える。

- 2) 時刻歴応答解析を用いて、ラーメン構造の評価方法の検討を行った結果、 $1/150\text{rad}$ 時の耐力を許容耐力とする評価方法、増分解析で門型フレーム実験の終局変形を限界点とする評価方法では、ラーメン構造は壁式構造よりも最大応答変形が大きくなり、両構造は同等の耐震性能とはならなかった。一方、増分解析で柱脚全塑性点を終局変位とする評価方法では壁式構造と概ね同等の耐震性能となった。

また、接合部のエネルギー吸収量を向上させた場合でも検討したが、ここでも $1/150\text{rad}$ 時の耐力を許容耐力とする評価方法、増分解析で門型フレーム実験の終局変形を限界点とする評価方法では不十分で、増分解析で柱脚全塑性点を終局変位とする評価方法が必要という結果となった。

第 4 章

木質ラーメンと面材耐力壁を
併用した構造の地震時挙動把握

4.1 本章の目的

本章では、木質ラーメンと面材耐力壁を併用した構造の実大振動台実験によって、動的挙動の把握評価方法の妥当性を検証することを主な目的とする。なお、実大振動台振動台実験に用いた試験体は第3章で用いた試験体と同じ形状とした。

4.2 試験体の概要

4.2.1 試験体概要

2層のラーメンフレームをY0通りに、1層のラーメンフレームをY1通りに用いている。Y0通りは2層3スパンのラーメンフレームで、Y1通りは門型ラーメンフレームである。ラーメンフレーム以外の部分は軸組構造であり、耐力要素として外周壁に大壁仕様の構造用MDF (t=9.0mm)を、内壁に真壁仕様を用いている。また、その他に加振方向のY0、Y8通り、加振直交方向のX0、X10通りに耐力壁と同仕様の腰壁・垂壁が存在する。仕上げについては、外装仕上げは無く、内装にはLDK部分にのみ石膏ボード (t=12.5mm) とクロスが貼られている。

表 4.2.1-1 試験体の構成

項目		仕様
階数		2 階
工法		併用工法（門型ラーメン工法、金物工法）
寸法	1 階	9100mm×7280mm
	2 階	9100mm×7280mm（但し、バルコニーを含む）
建物最高軒高		6230mm
建物最高高さ		8032.49mm
階高	1 階	2875mm
	2 階	2820mm
床面積 [m ²]	1 階	66.25m ²
	2 階	59.62m ²
耐力要素	X 方向	<ul style="list-style-type: none"> ・ 構造用 MDF 面材耐力壁（t=9.0mm） 外周：CN50@100 間柱：CN50@200 ・ 門型ラーメンフレーム
	Y 方向	
水平構面仕様		構造用合板 根太レス（t=24.0mm）
仕上げの有無		LDK 部分のみ内装仕上げ。その他の部分は仕上げ無し。
屋根構造	勾配	45/100
	垂木ピッチ	455mm
	軒の出	650mm
	ケラバの出	500mm



写真4.2.1-1 試験体全景（南面）



写真4.2.1-2 試験体全景（東面）



写真4.2.1-3 試験体全景（西面）



写真4.2.1-4 試験体全景（北面）



写真4.2.1-5 LDK 部分

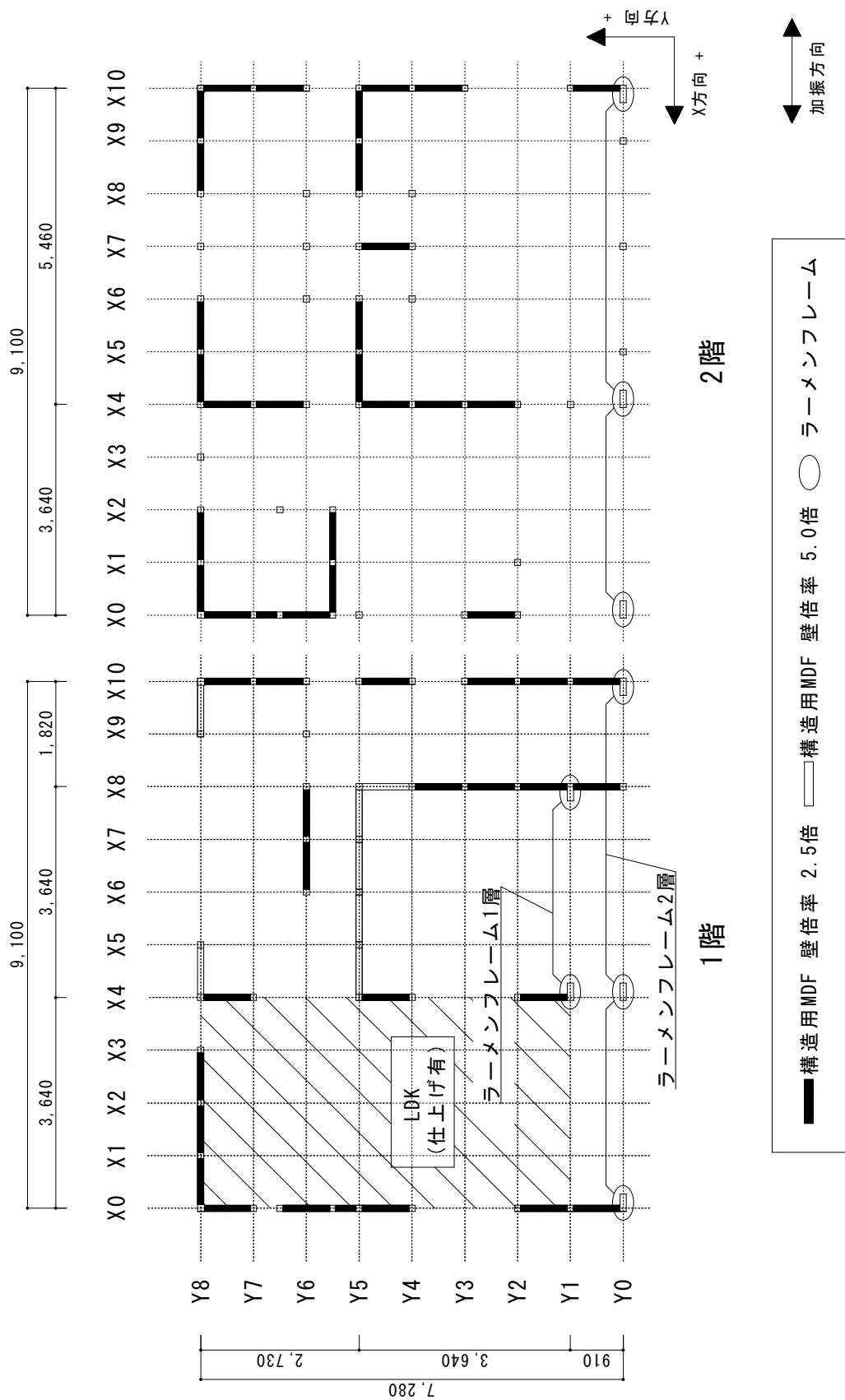


図4.2.1-1 耐力壁配置図

4.2.2 ラーメン接合部と面材耐力壁の構造性能

併用構造に用いるラーメンの接合部や面材耐力壁については第3章と同仕様とした。なお、面材耐力壁は、壁式構造試験体とは異なり、外周部分も大壁仕様となっている。各構造性能については第3章を参照されたい。

4.2.3 地震力算定用重量

実験時に施工していない仕上げと積載荷重の重量は鋼製の錘を床に固定して代用した。錘の最小単位の都合上、最終的に算出された地震力算定用重量は、2層部分で114.95kN、1層部分で254.18kNとなった。これは、第3章で扱ったラーメン構造、壁式構造と同等の値となっている。

表 4.2.3-1 地震力算定用重量

試験体	層	W_i	$\sum W_i$	α_i	A_i	C_i	$\sum Q_i$
併用	2	114.95	114.95	0.459	1.27	0.380	43.6
	1	135.22	250.18	1.000	1.000	0.300	75.1

※ W_i : 層の重量[kN]、 $\sum W_i$: i 階より上の全重量[kN]

A_i : 層せん断力分布係数、 C_0 : 層せん断力係数、 $\sum Q_i$: 地震力[kN]

4.3 試験概要

4.3.1 加振計画

加振計画は第3章と同様に中地震を想定した入力後、大地震を、そして余震波を入力する計画とした。中地震→大地震→余震の一連の加振後の損傷状況によって、その後の入力波を選定し、加振を継続した。中地震、大地震を想定した入力波の説明については省略する。第3章を参照されたい。

図4.3.1-2にBCJ波33%のSa-Sd曲線、図4.3.1-3にJMA神戸100%のSa-Sd曲線を示す。なお、図中には、ラーメン構造試験体と壁式構造試験体に入力した波のSa-Sd曲線も比較のため示している。

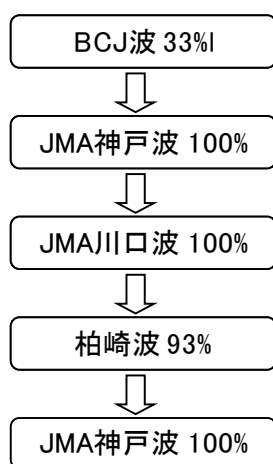


図4.3.1-1 加振スケジュール

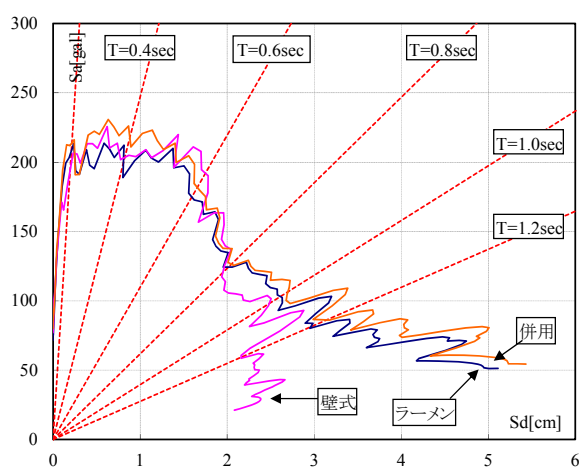


図4.3.1-2 Sa-Sd 曲線 (BCJ 波 L1 33%)

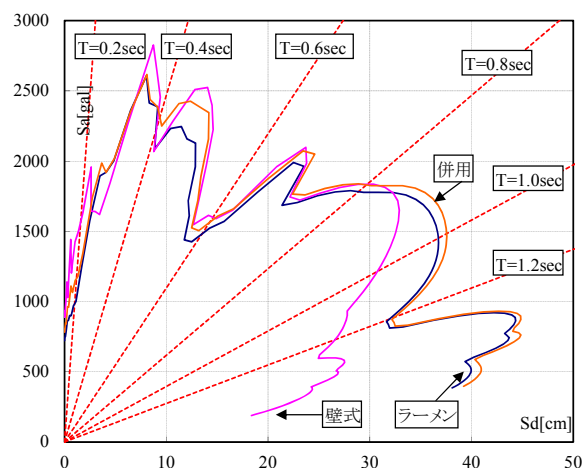


図4.3.1-3 Sa-Sd 曲線 (JMA 神戸波 100%)

4.3.2 計測計画

計測は、振動台上および各層の加速度、各層の層間変形を計測した。またラーメン試験体、併用試験体では、ラーメン接合部の回転角を算出するために変位計、モーメントを算出するためにひずみゲージを貼り付けた。軸組試験体では柱脚の引き抜け量を変位計にて計測した。

<計測項目>

- ・振動台加速度 : サーボ型加速度計
- ・架台加速度 : サーボ型加速度計
- ・2 階、R 階加速度 : サーボ型加速度計

- ・層間変位 : 一般用変位計 (SDP-200D)、巻き取り式変位計 (DT-500)

- ・接合部回転角 : 高感度変位計 (CDP-50)、一般用変位計 (SDP-100)
- ・接合部モーメント : ひずみゲージ
- ・柱脚引き抜け : 一般用変位計 (SDP-100)

4.4 振動台実験の結果

4.4.1 実験の経過

本項では固有振動数、減衰定数の推移及び損傷状況を示す。

図 4.4.1-1 にランダム波加振より求めた固有振動数の推移、図 4.4.1-2 にステップ波加振より求めたステップ波加振より求めた減衰定数の推移を示す。実験前の振動数は 4.3Hz であった。

中地震を想定した BCJ 波 33% では損傷は見られず、固有振動数と減衰定数の変化はほとんどなかった。大地震を想定した JMA 神戸波 100% では、クロスはやぶれや釘の浮きなどが見られた。

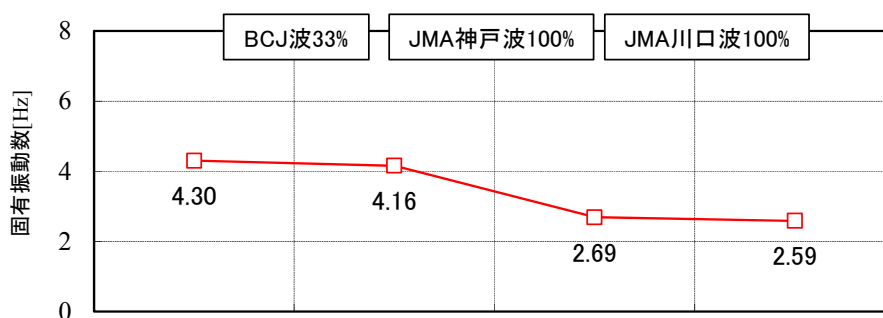


図4.4.1-1 固有振動数の推移

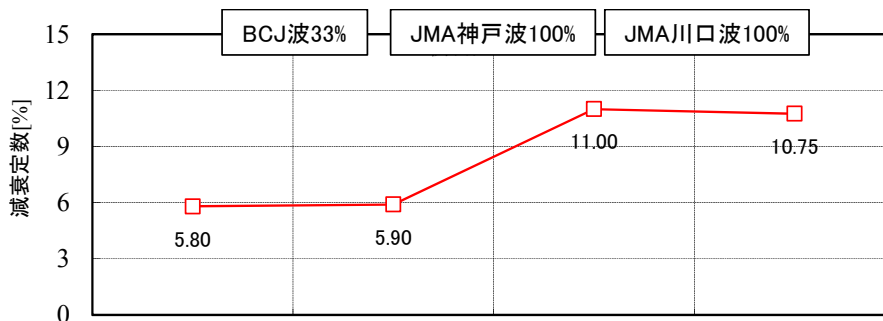


図4.4.1-2 減衰定数の推移



写真 4.4.1-1 釘の浮き



写真 4.4.1-2 クロスの破れ (LDK 部分)

4.4.2 中地震に対する応答

BCJ 波 L1 33%入力時の結果に対して示す。図 4.4.2-1 にこの各試験体の 1 層中央部の層せん断力-層間変形角関係、表 4.4.2-1 に最大値一覧を示す。最大層せん断力は C_0 換算で 0.22 となった。結果を $C_0=0.2$ 換算として応答変形を考えると、1/42457rad となった。フレームの許容耐力が大きい
ため、バランス調整のため建物全体の評価値が大きくなっているため、ラーメン構造 (1/402rad)、
壁式構造 (1/1567rad) よりも小さい変形に収まっている。

表 4.4.2-1 最大値一覧

	最大変形	最大層せん断力	$C_0=0.2$ 換算時の変形
併用	1/3038 rad	40.3kN (0.22)	1/2457 rad

※表中の値は、絶対値の最大値である。

※ () 中の値は最大層せん断力 / 試験体重量

※変形角は $H=2875\text{mm}$ で算出。

※ $C_0=0.2$ 換算時の変形

最大層せん断力、最大層せん断力時の変形を用いる。

$$\text{変形 } (C_0=0.2\text{換算}) = \frac{\text{最大層せん断力係数}}{0.2} \times \frac{\text{最大層せん断力時の変形}}{2875}$$

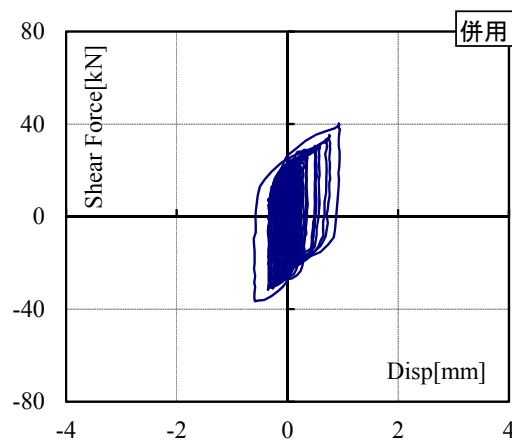


図 4.4.2-1 中地震における層せん断力層間変形関係

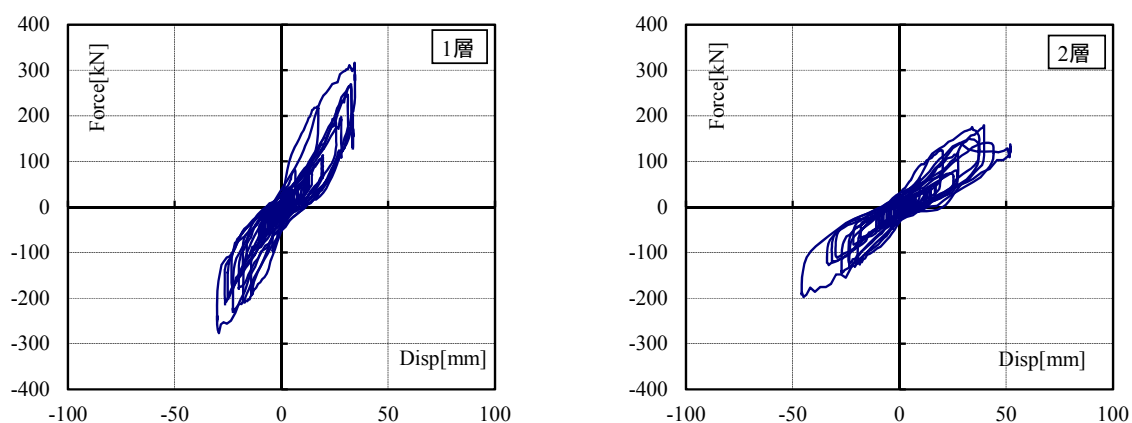
4.4.3 大地震に対する応答

JMA 神戸波 100%の入力に対する結果を示す。表 4.4.3-1 に最大応答変形・最大層せん断力一覧、図 4.4.3-1 に各層中央の層せん断力-層間変形角関係を示す。最大変形は1層で 1/83rad、2層で 1/54rad となり、2層の変形の方が大きくなった。これは図 4.4.3-2 に示すように中地震、大地震通じて同じ傾向であった。また1層、2層ともに最大荷重に達することはなかった。

表 4.4.3-1 最大応答変形・最大層せん断力一覧

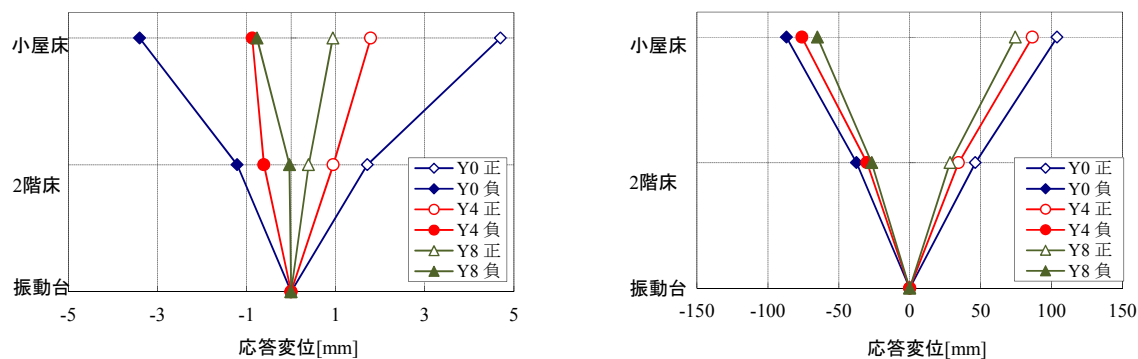
	最大変形	最大せん断力
2層	1/54 rad	197.4kN (1.72)
1層	1/83 rad	316.4kN (1.24)

※ () 内は最大層せん断力を地震力算定用重量で除した値。



※加速度波形にノイズが見られたため 10Hz のローパスフィルター処理を施した。

図 4.4.3-1 層せん断力-層間変形関係



BCI 波 33%入力時

JMA 神戸波 100%入力時

図 4.4.3-2 最大応答変形の立面分布

4.4.4 ねじれ挙動

併用構造では、評価上の偏心率は 0.01 と非常に小さいに関わらず、図 4.4.4-1 に示すように中地震、大地震ともにねじれ挙動が見られた。また、水平構面は厚物合板 24mm を N75、150mm で剛性を高めたが、床のせん断変形が見られた。

この主な要因は、偏心率の評価方法がラーメンを 1/150rad 時の耐力、面材耐力壁を 4 指標（壁倍率）で評価していることにある。これを実挙動を想定して、ラーメン、面材耐力壁をともに 1/150rad 時の耐力で評価すると、剛心は壁式部分に移動して偏心距離が大きくなる。このときの偏心率は 0.20 となり、ねじれ挙動が予想されている。

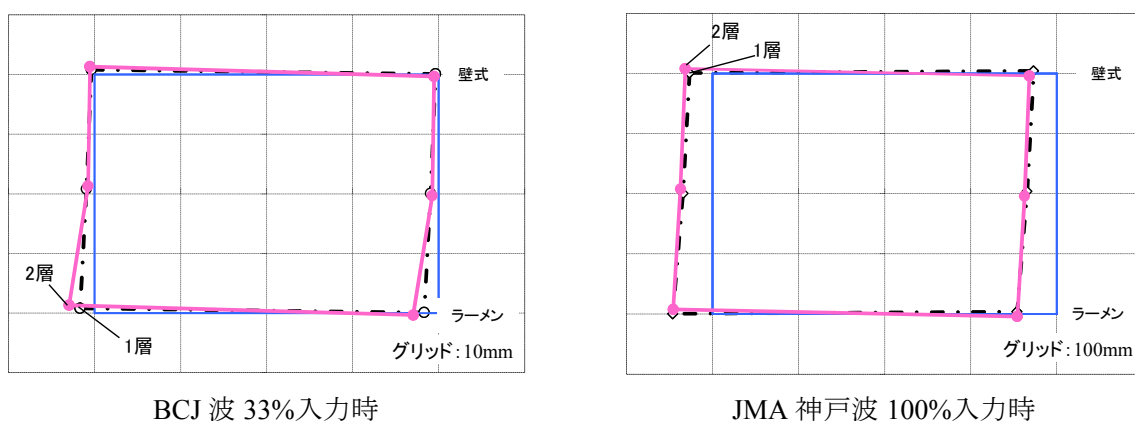


図 4.4.4-1 変形分布

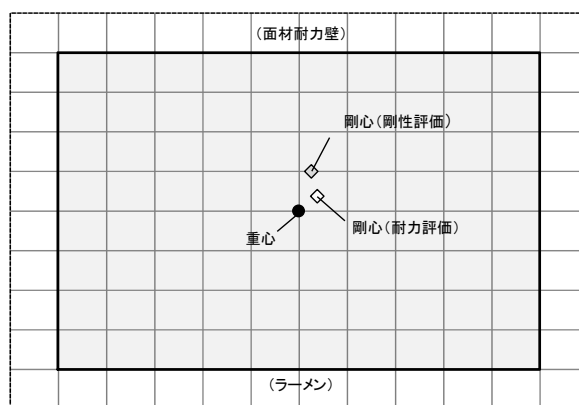


図 4.4.4-2 重心と剛心位置

4.5 評価方法に関する考察

4.5.1 地震時挙動と評価値の関係

本項では、実大振動台実験から得られた結果と評価値の関係について述べる。

Y0 通りと Y1 通りに配置したラーメンは 1/150rad 時の耐力で評価した場合に 1 層部分の許容耐力が 52.2kN となり、配置した段階で設計上の 1 層部分の地震力 75.1kN の約 7 割を占めることとなる。このため、建物全体のバランス調整のために建物全体の評価値が大きくなっている。実大振動台実験では当然のことながら耐震性能は高い結果となった。

しかし、「4.4.4 ねじれ挙動」や表 4.5.1-1 に示すように、偏心率が評価方法によっては大きくなり、実際にも入力レベルに関わらずねじれ挙動が確認された。このことより、ねじれ挙動による応力集中を防ぐためにも、木質ラーメンと壁式構造を併用する建物の偏心率評価では、実情の剛性を適切に評価する必要があると言える。

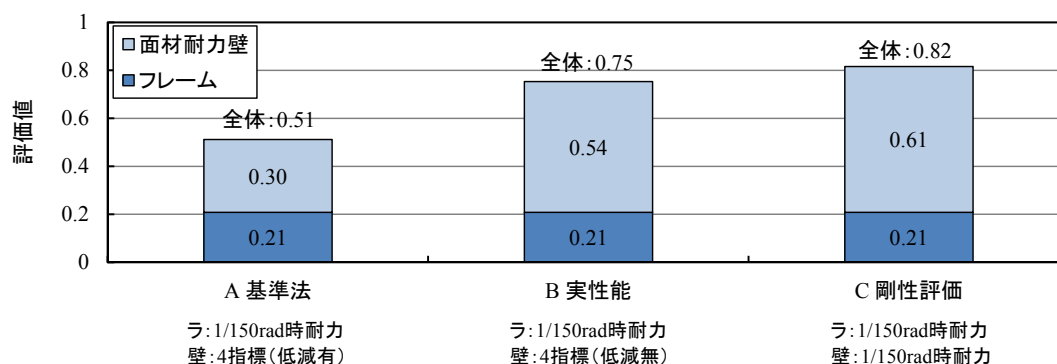


図4.5.1-1 評価値一覧

表 4.5.1-1 偏心率一覧（加振方向）

剛性の評価方法		階	偏心率
ラーメン	面材耐力壁		
1/150rad	4 指標（低減有）	1	0.08
		2	0.02
	1/150rad	1	0.20
		2	0.14

4.5.2 併用構造の応答変形に関する検討

本項では、木質ラーメンと面材耐力壁を併用した構造の応答変形について着目し、木質ラーメンと面材耐力壁の割合をパラメータとしてラーメンによる応答変形の増加を定量的に明らかにする。

4.5.2.1 解析モデル

解析に用いるモデルは図4.5.2-1に示すように、単純化した7.28m×7.28mの平面形状で、階高2.875mの平屋モデルとする。ラーメン接合部モデル、面材耐力壁の復元力特性モデルは、第3章で用いたモデルを用いる。なお、実大振動台実験の追跡については、精度よく追跡できることを確認している。また面材耐力壁のモデルは本検討でも骨格曲線に関わるパラメータを1.25倍して用いた。加振方向の耐力要素が全て面材耐力壁の場合を基準とし、スパン3.64mのラーメンフレームを増やし、表4.5.2-1のとおり計7種類とした。

各耐力要素の評価は、設計時に一般的に用いられていると考えられる、ラーメンフレームは1/150rad時の耐力を許容耐力とする評価、軸組壁は4つの指標の最小値を許容耐力とする評価とした。偏心率はこの評価によってゼロとなるようにした。 β の値は、小さいものから $\beta=0, 0.21, 0.33, 0.54, 0.67, 0.88, 1.0$ である。また表4.5.2-1中には、ラーメンフレーム、耐力壁ともに1/150radの割線剛性で求めた偏心率を参考として示した。この参考偏心率では、1.5%を超えないものの0.8%の値となった。建物モデルの重量は、層の許容耐力を0.3で除した値、336kNとした。

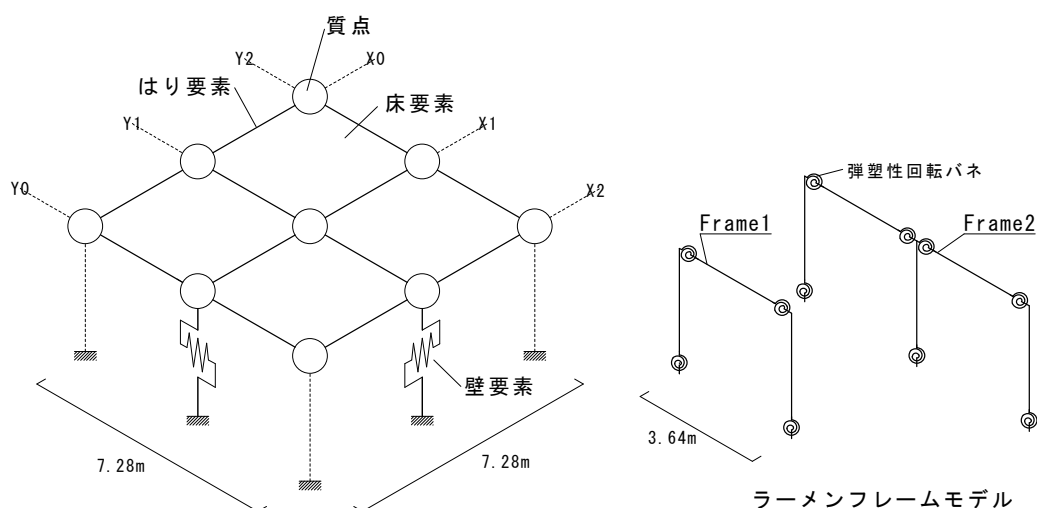


図4.5.2-1 併用構造の解析モデル

表4.5.2 -1 解析パターン一覧

単位：kN

	ラーメンフレーム			許容耐力			β	偏心率
	Y0	Y1	Y2	ラーメン	壁式	合計		
1	0	0	0	0	100.8	100.8	0	0.0
2	Frame1	0	0	21	79.8		0.21	0.048
3	Frame2	0	0	33.6	67.2		0.33	0.030
4	Frame2	Frame1	0	54.6	46.2		0.54	0.083
5	Frame2	Frame2	0	67.2	33.6		0.67	0.084
6	Frame2	Frame2	Frame1	88.2	12.6		0.88	0.034
7	Frame2	Frame2	Frame2	100.8	0		1.0	0.0

※ Frame1：3.64m 1スパンのラーメンフレーム、Frame2：3.64m 2スパンのラーメンフレーム。

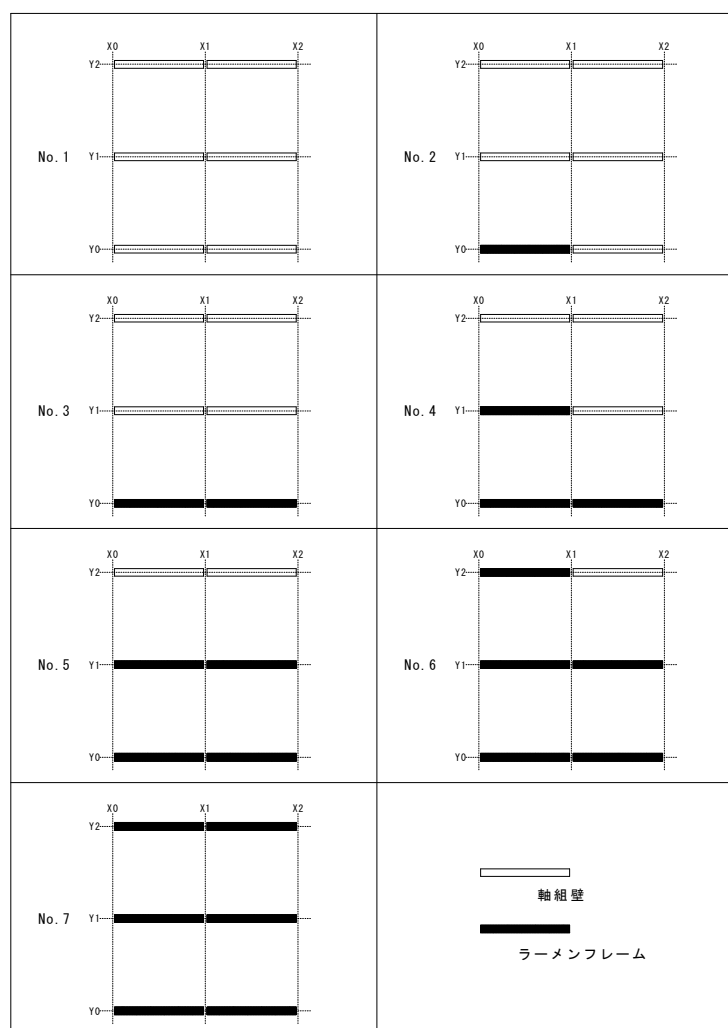


図4.5.2-2 解析パターン一覧

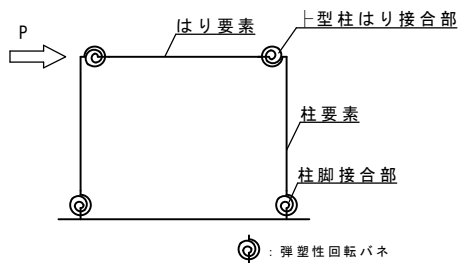


図4.5.2-3 解析モデル (Frame1)

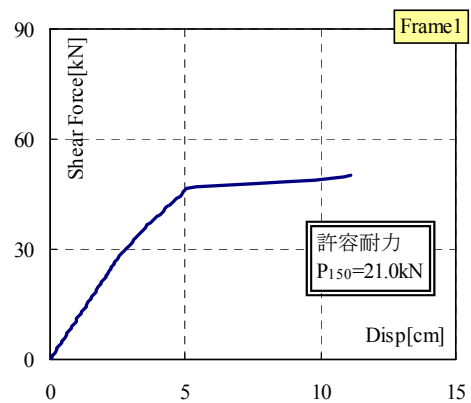


図4.5.2-4 増分解析結果 (Frame1)

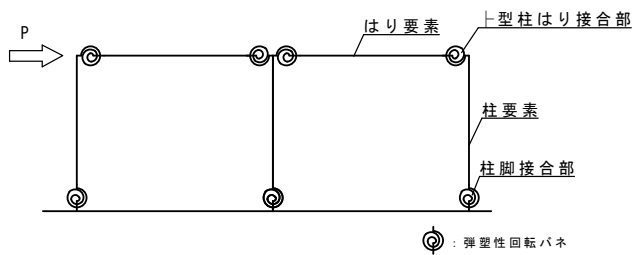


図4.5.2-5 解析モデル (Frame2)

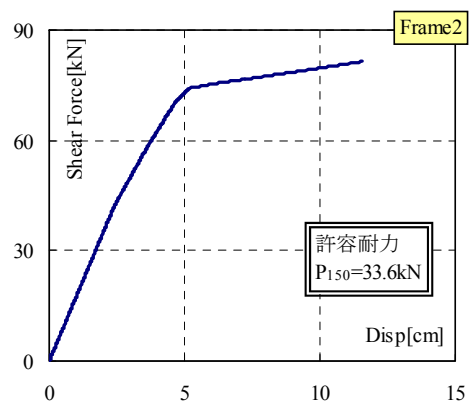


図4.5.2-6 増分解析結果 (Frame2)

4.5.2.2 検討結果

図4.5.2-7にNo.1からNo.7までの増分解析結果を示す。軸組要素のみのNo.1、ラーメンフレームのみのNo.7の初期剛性を比較すると、No.1はNo.7と比べ約1.6倍高い剛性となり、約1/80rad以降になるとNo.7の耐力がNo.1より大きな値となる。いずれの解析においても最大耐力は同程度であった。No.2からNo.6まではラーメンフレームの数が大きくなるに従って初期剛性が低下し、骨格曲線の形状がNo.7に近づくことがわかる。

次に、この増分解析結果より評価値を求める。このとき、増分解析の結果は荷重の低下がないため、終局変位を壁実験及び門型フレーム実験の結果の2種類とした。増分解析結果で求めた評価値を終局変位別に初期の固有振動数とともに図4.5.2-8に示す。ラーメンフレームの割合を増やすに従って、いずれの評価でも徐々に評価値が低くなり、同様に固有振動数もラーメンフレームの割合を増やすに従って低くなっている。

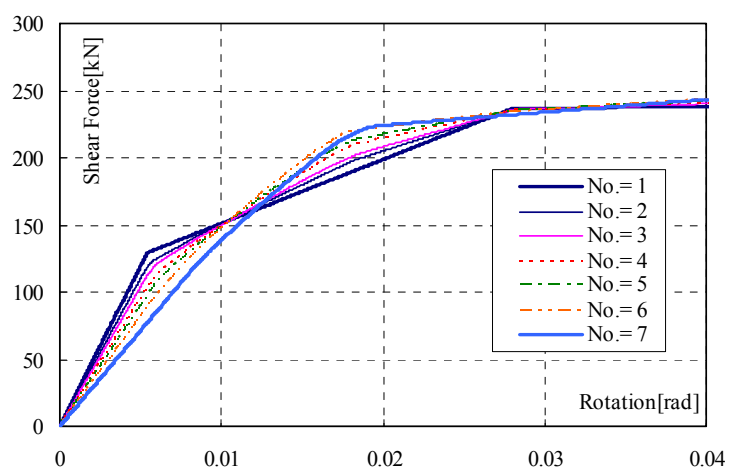


図4.5.2-7 増分解析結果

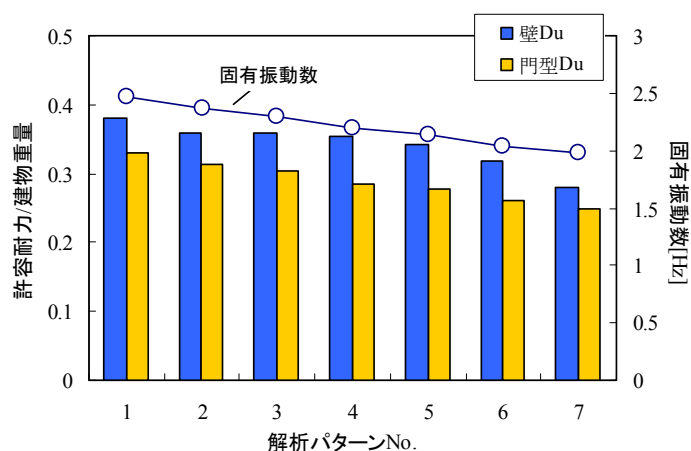


図4.5.2-8 評価値および固有振動数

続いて時刻歴応答解析を行う。解析に用いる入力地震動は、No.1の解析モデルで第3章で用いた地震動を入力時に中央の応答変形が1/30radになるように基準化した。基準化した入力倍率は、表4.5.2-2の基準化3の列に示したものである。図4.5.2-9にNo.1からNo.7までの解析モデルの最大応答変形を示す。JMA小千谷波、JMA川口波では、 β が大きくなるに従って最大応答変形は大きくなり、いずれの地震波においてもNo.7で最大応答変形1/20radを超えた。JMA神戸波、JR鷹取波、K-net柏崎波では、ラーメンフレームが少ないときにNo.1の最大応答変形よりも変形が小さくなるが、最終的にNo.1よりも最大応答変形が大きくなった。K-net穴水波においては、ラーメンフレームが増えるに従って最大応答変形が小さくなる傾向を示した。図4.5.2-10にJMA神戸波入力時の荷重変形関係を示す。増分解析結果においても見られた傾向と同様に、ラーメンフレームが増えるに従って、復元力特性がラーメン構造の復元力特性に類似しているのが分かる。図4.5.2-11にJMA神戸入力時のNo.3、4の層間変位の平面分布を示す。解析モデル構築の段階ではどちらも偏心は少ないにもかかわらず、ねじれ挙動を示した。

本検討ではラーメンフレームの数を変化させることによって応答変位がそれに伴い変化していくことがわかった。JMA神戸波、K-net穴水波、K-net柏崎波のように応答が小さくなる傾向が見られる場合もあったが、その他の入力地震動においては応答変形が進む傾向を示し、応答変形の平均値は、全軸組構造と比較して $\beta=0.54$ 、 0.67 付近で約1.1倍、 $\beta=1.0$ では約1.3倍となった。例え、1フレームでもラーメンを壁式構造と併用した場合にはすべてを壁式構造とした場合と比べて応答変形が大きくなる可能性がある。特にラーメンの割合が50%を超えると応答変形は急激に大きくなった。

表4.5.2 -2 入力波一覧

名称	方向	発生日時	PGA	PGV	基準化倍率
JMA神戸	NS	1995.1.17	820	80	0.59
JR鷹取	NS	1995.1.17	603	135	0.70
JMA小千谷	EW	2004.10.23	897	84	0.60
JMA川口(余震)	EW	2004.10.23	2036	67	1.45
K-net穴水	EW	2007.3.25	782	99	0.81
K-net柏崎	NS	2007.7.16	667	109	1.05

※₁ JMA：気象庁観測、K-net：防災科学技術研究所観測

※₂ PGA：最大加速度 単位[gal]、PGV：最大速度 単位[cm/sec]

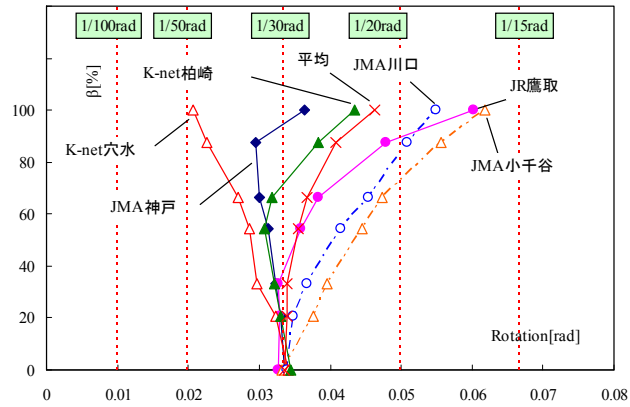


図4.5.2-9 最大応答変形の比較

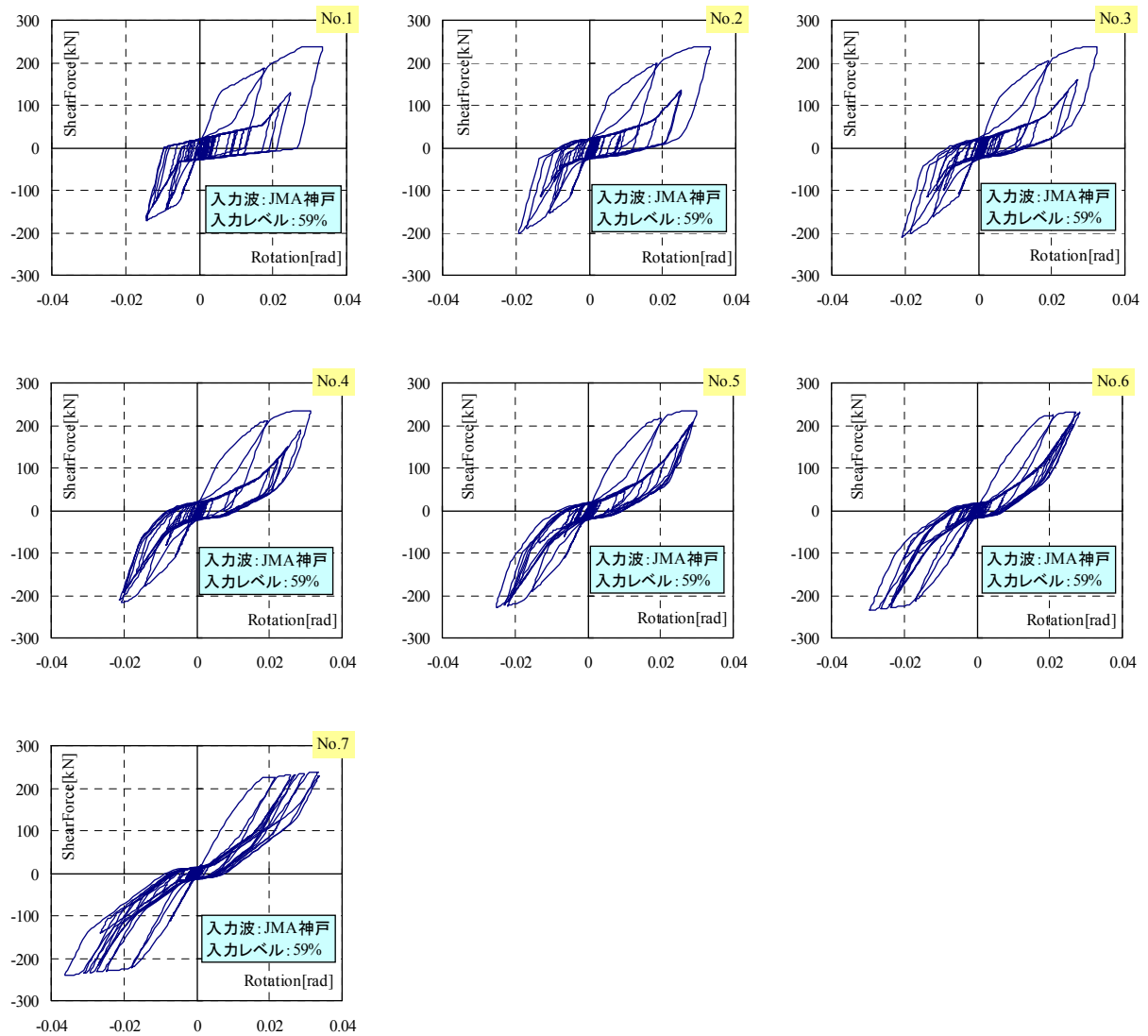


図4.5.2-10 各解析パターンの荷重変位関係 (JMA 神戸)

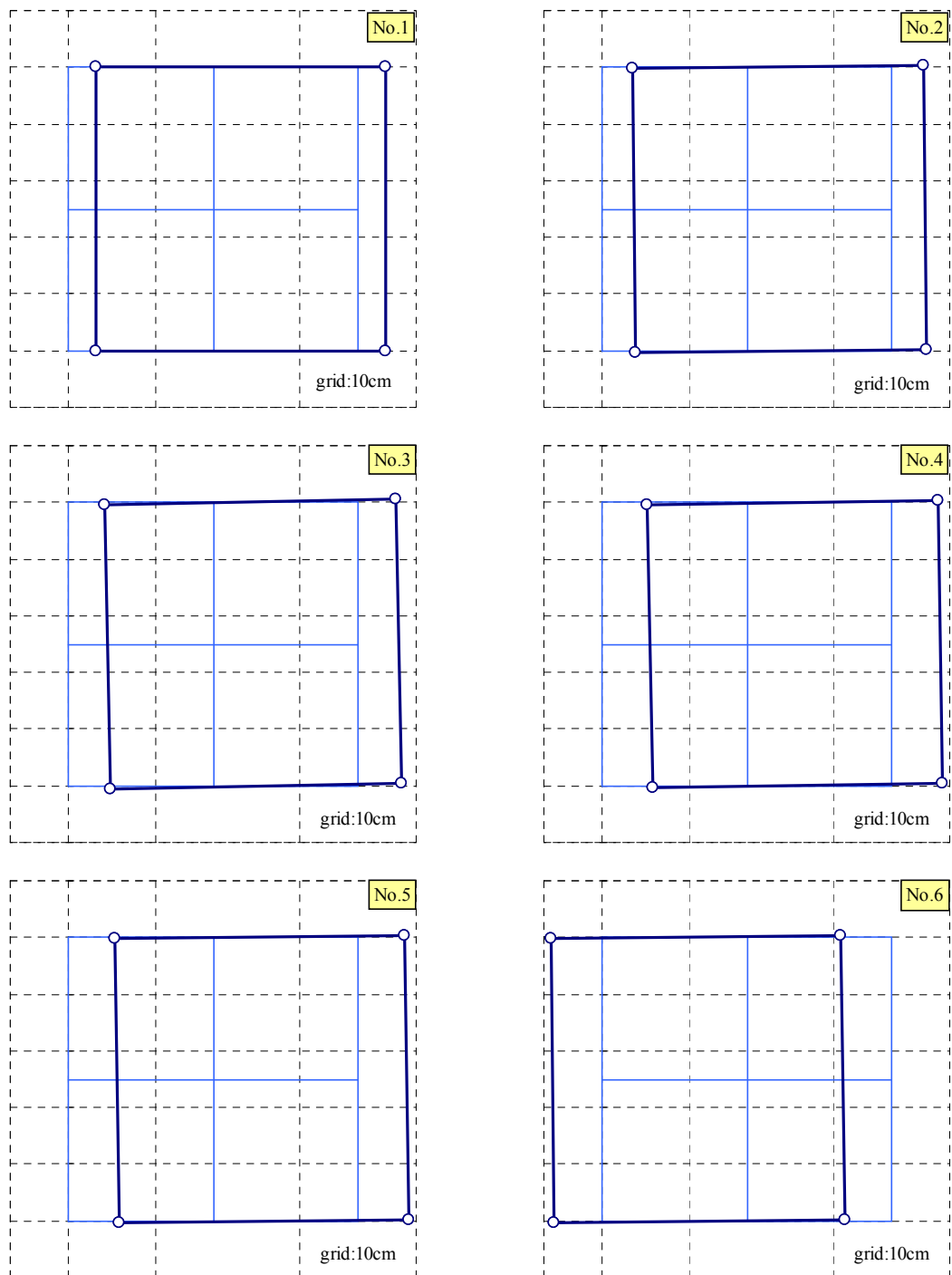


図4.5.2-11 層間変形の平面分布

4.6 本章のまとめ

本章では、木質ラーメンと面材耐力壁を併用した構造の実大振動台実験によって、動的挙動の把握評価方法の妥当性を検証した。また、時刻歴応答解析を用いて木質ラーメンと面材耐力壁の割合をパラメータとしてラーメンによる応答変形の増加を定量的に明らかにした。まとめると以下の知見を得た。

- 1) 実大振動台実験の結果では、ラーメンを建物の一部に配置することで建物全体のバランス調整が必要となり建物全体の評価値が大きくなっている。その結果、実大振動台実験では当然のことながら耐震性能は高い結果となった。しかし、偏心率が評価方法によっては大きくなり、実際にも入力レベルに関わらずねじれ挙動が確認された。このことより、ねじれ挙動による応力集中を防ぐためにも、木質ラーメンと壁式構造を併用する建物の偏心率評価では、実情の剛性を適切に評価する必要があると言える。
- 2) 本検討ではラーメンフレームの数を変化させることによって応答変位がそれに伴い変化していくことがわかった。例え、1フレームでもラーメンを壁式構造と併用した場合にはすべてを壁式構造とした場合と比べて応答変形が大きくなる可能性がある。特にラーメンの割合が50%を超えると応答変形は急激に大きくなった。

第 5 章

木質ラーメンと鉄筋コンクリート造を
併用した構造の地震時挙動把握

5.1 本章の目的

本章では、木質ラーメンと鉄筋コンクリート造を平面的に併用した構造の実大振動台実験により、①水平構面や木造部分と鉄筋コンクリート部分とを繋ぐ接合部のせん断力の伝達能力を把握すること、②本構造の評価方法の妥当性を検証することを目的とする。

5.2 試験体の概要

5.2.1 試験体概要

試験体は、鉄筋コンクリート造（以降、RC造コア）の片側に木質構造のフレーム（以降、木フレーム）が取り付けいた併用構造の1階建てと2階建ての建物とした。試験体の平面形状は図5.2.1-1に示すようにRC造コアが2m×4m、木フレームが8m×4mとし、加振直交方向に細長い建物とした。

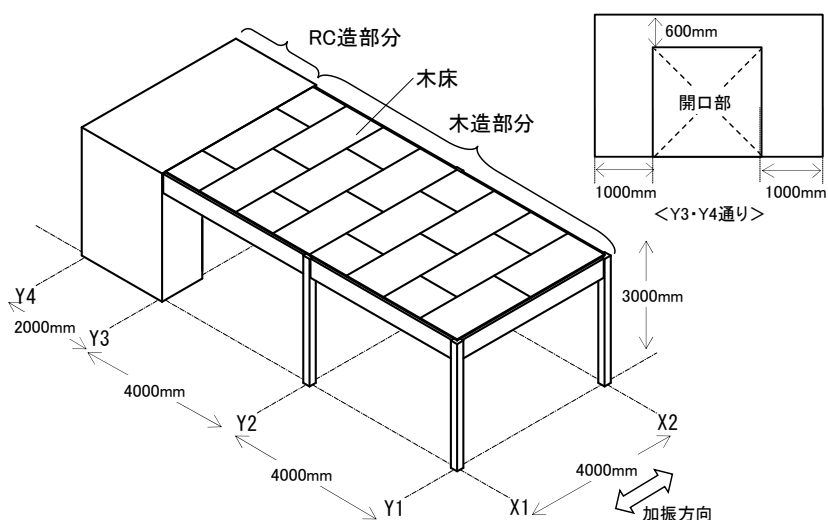


図5.2.1-1 試験体概要

試験体の種類は表5.2.1-1に示すように試験体の層数および床の仕様の異なる、計3種類とした。1階建ての試験体では、床剛性の違いによるRC造コアへの応力伝達の程度の把握を目的とし、木造の床と鉄筋コンクリートの床の2種類を用いた（以降、木床試験体、RC床試験体）。2階建ての試験体では木造の床を用いて、2層になったことによるRC造コアへの応力伝達の違いの把握、極大地震に対する性能の確認を目的とした（以降、2階建て試験体）。

表 5.2.1-1 試験体一覧

	木床試験体	RC床試験体	2階建て試験体
床仕様	木造の床	RCの床	木造の床
層数	1階建		2階建

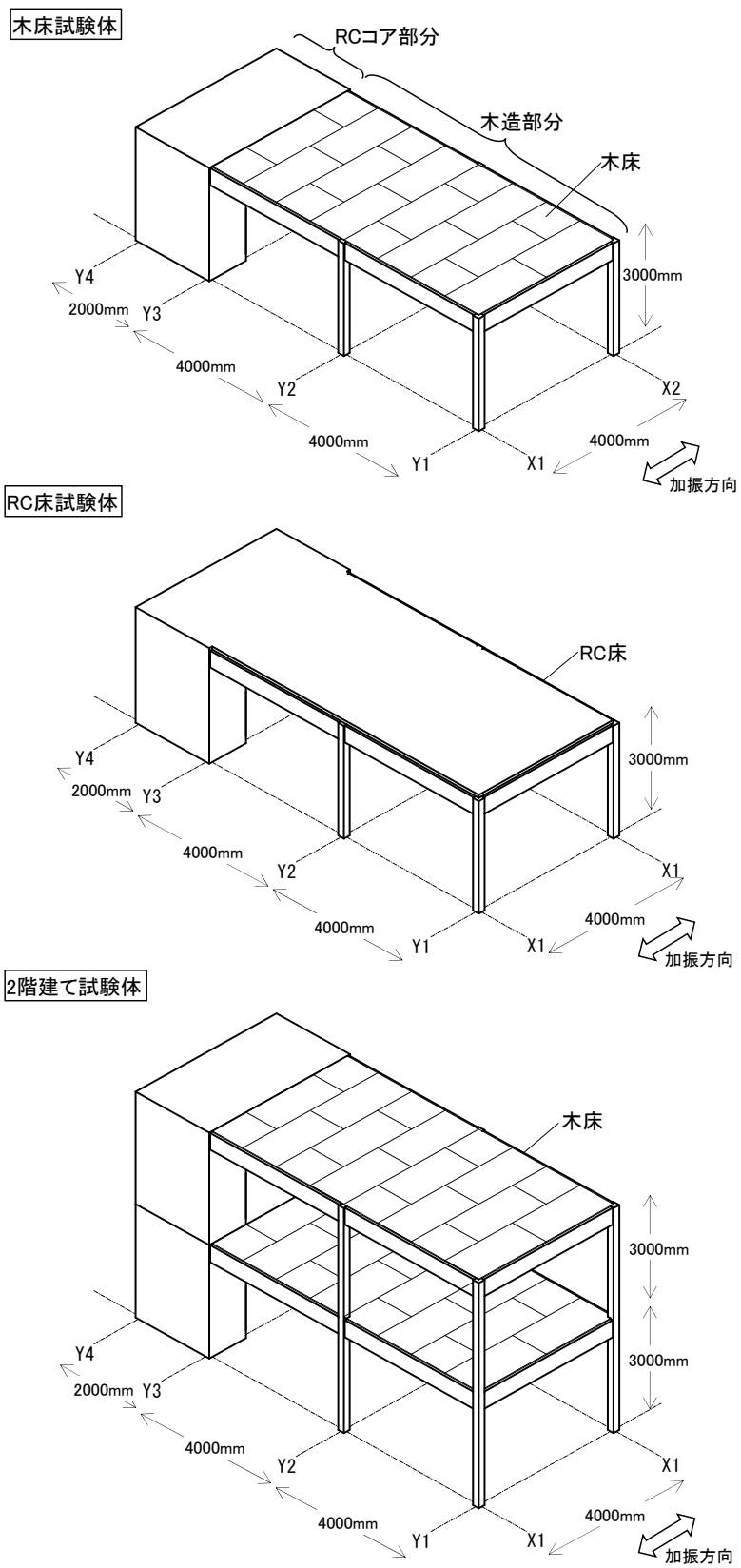


図5.2.1-2 試験体図

表 5.2.1-2 試験体構成材料一覧

	部材	材料など	断面寸法・仕様など
木質構造部分	柱・はり	構造用集成材 樹種：からまつ 強度等級：E105-F300	柱：170mm×170mm 梁：120mm×450mm
	木床	構造用合板 等級：JAS2 級	板厚：24mm CN75@50mm
	RC 床	壁筋：D10@100 コンクリートカム：D16 (200mm のうち 150mm 埋め込み)	床厚：80mm
RC 造コア	壁	壁筋：D10@200 (ダブル) 設計基準強度 F_c ：30N/mm ² 開口補強筋：4-D19	壁長：2000mm 壁高さ：3000mm 壁厚：180mm
	床	床筋：D10@200 (ダブル) 設計基準強度 F_c ：30N/mm ²	床厚：150mm
	PC 鋼棒	導入力：257.5kN	仕様：SBPR930/1080 21mm シース内径：35 φ カップラーシース内径：60 φ



写真 5.2.1 試験体全景（上：木床試験体、中：RC床試験体、下：2層試験体）

5.2.2 RC 造コア

図 5.2.2-1 に RC 造コアの水平断面図を示す。RC 造コアの耐震要素は加振方向・加振直交方向ともに各構面に対して壁長 2,000mm の耐震壁を設けた。なお、耐震壁の壁厚は 180mm とした。耐震壁の壁筋は D10@200 ダブル（縦横）とし、コンクリートの設計基準強度 F_c は 30N/mm^2 とした。また RC 造コアは PC 鋼棒を加振方向に各通り 4 本、加振直交方向に各通り 2 本設置し鉄骨架台と緊結した。緊結に用いた PC 鋼棒は直径 21mm（SBPR 930/1080）とし、定着完成時導入力は 257.5kN とした。

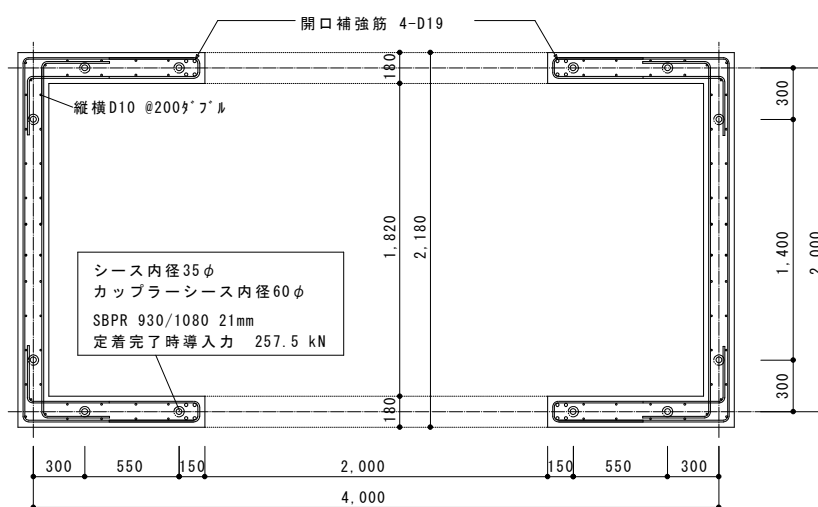


図 5.2.2-1 RC 造コアの水平断面図



写真 5.2.2-1 RC 造コア②

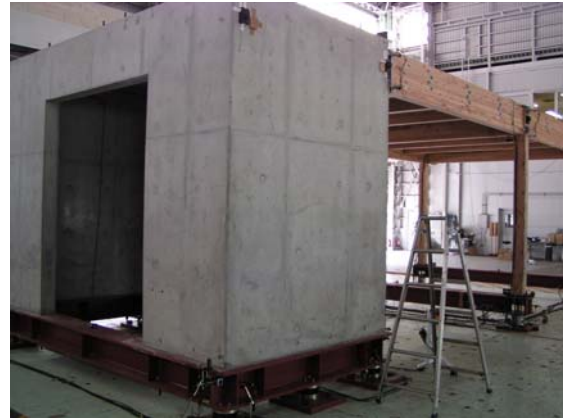


写真 5.2.2-2 RC 造コア②



写真 5.2.2-3 RC 造コア柱脚部①

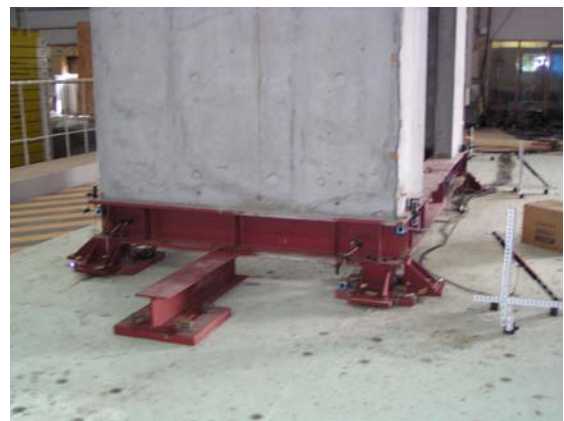


写真 5.2.2-4 RC 造コア柱脚部②



写真 5.2.2-5 RC 造コア内部①



写真 5.2.2-6 RC 造コア内部②

5.2.3 木フレーム

木フレームは、柱が $170\text{mm} \times 170\text{mm}$ 、はりが $120\text{mm} \times 450\text{mm}$ の構造用集成材を用いた。構造用集成材については、樹種はカラマツ、強度等級は対称異等級構成集成材 E105-F300 とした。接合部は、図 5.2.3-1 に示すように M16 全ねじボルトと雌ねじを切った角鋼 ($38\text{mm} \times 38\text{mm}$) を用いた引きボルト形式である。柱脚接合部では 1 本のボルトを用い、厚み 24mm のベースプレートを通じて基礎に緊結し、柱はり接合部では 2 本のボルトを、はり側は角鋼、柱側は角座金によって両者を接合させている。また、柱とはりの接する部分にはスプリットリングを用い、せん断力を伝達できるようにした。木造部分の水平構面と RC 造コアとの接合には、木造部分と RC 造コアの境界にある木はりとは RC 造コアとを 5 本の M12 ボルトで一面せん断接合した（以降、W-RC 接合部）。また加振直交方向の木はり柱の両端に取り付く接合部と RC 造コアと木はりの接合には、図 5.2.3-1 の下部に示す金物を用いて木フレーム同様の引きボルト形式とした。なお、本試験体に用いた鋼材、ボルトについては SS400 とした。

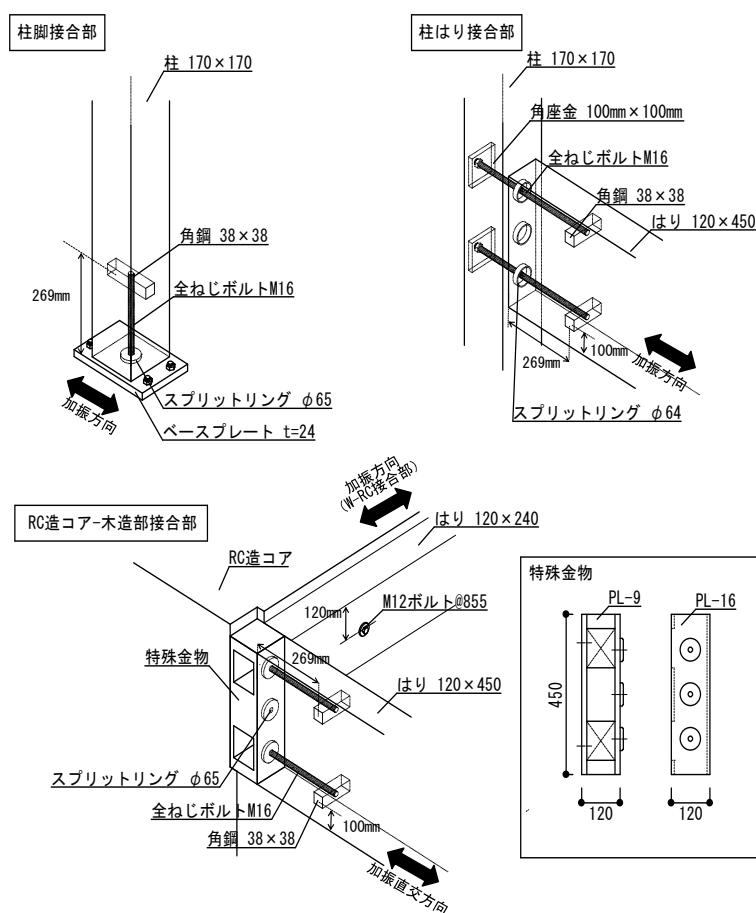


図5.2.3-1 接合部アイソメ



写真5.2.3-1 柱脚接合部



写真5.2.3-2 柱はり接合部



写真5.2.3-3 柱はり接合部



写真5.2.3-4 柱はり接合部 (Y2 通り)



写真5.2.3-5 W-RC 接合部③

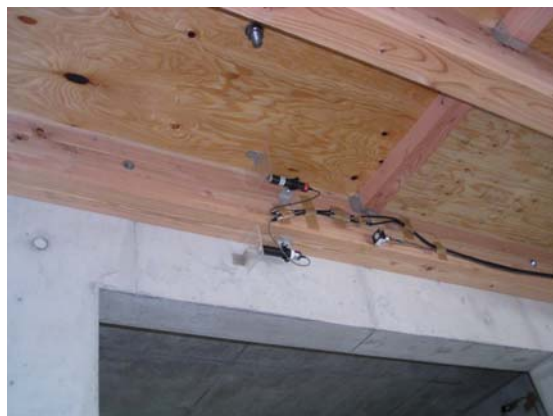
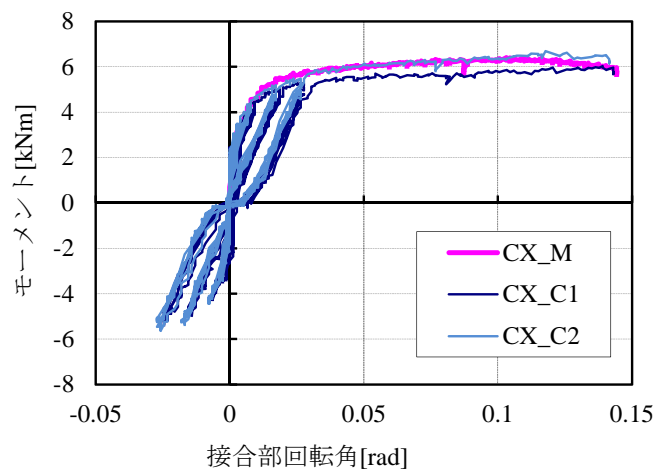
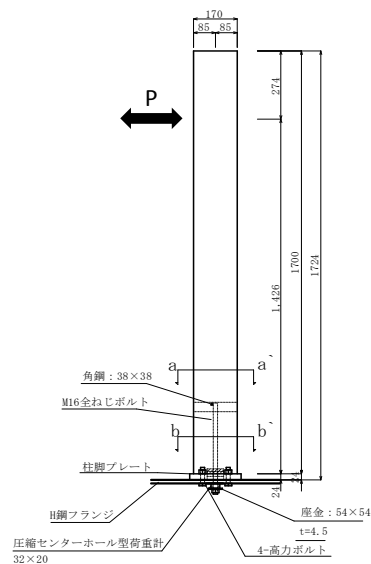


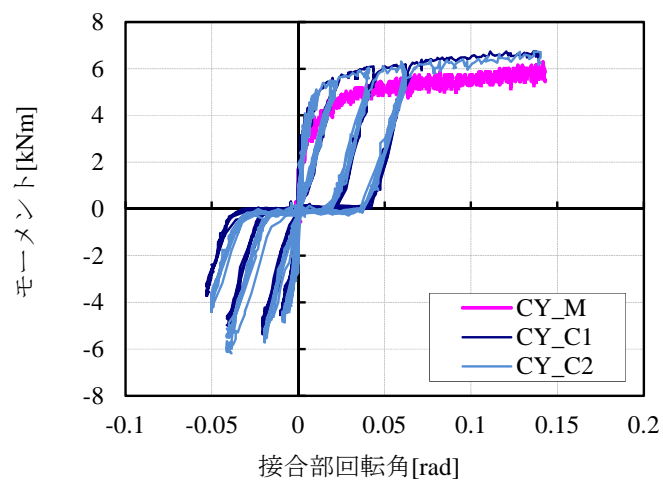
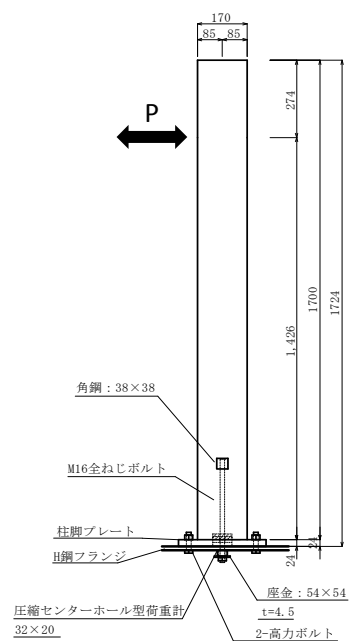
写真5.2.3-6 W-RC 接合部④

<木フレームの接合部実験>

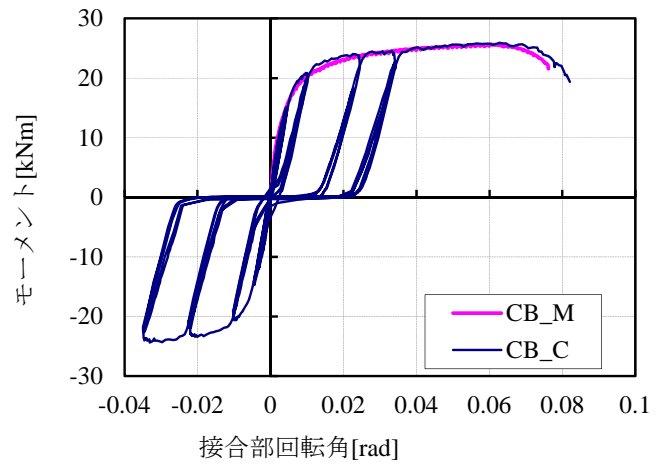
柱脚接合部（加振方向）試験体



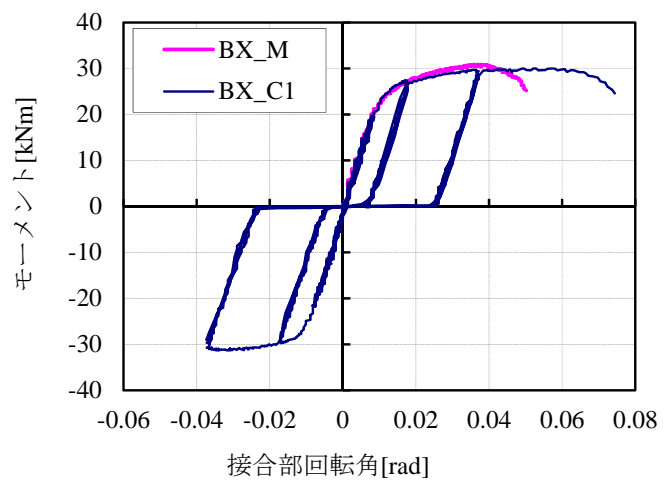
柱脚接合部（加振直交方向）試験体



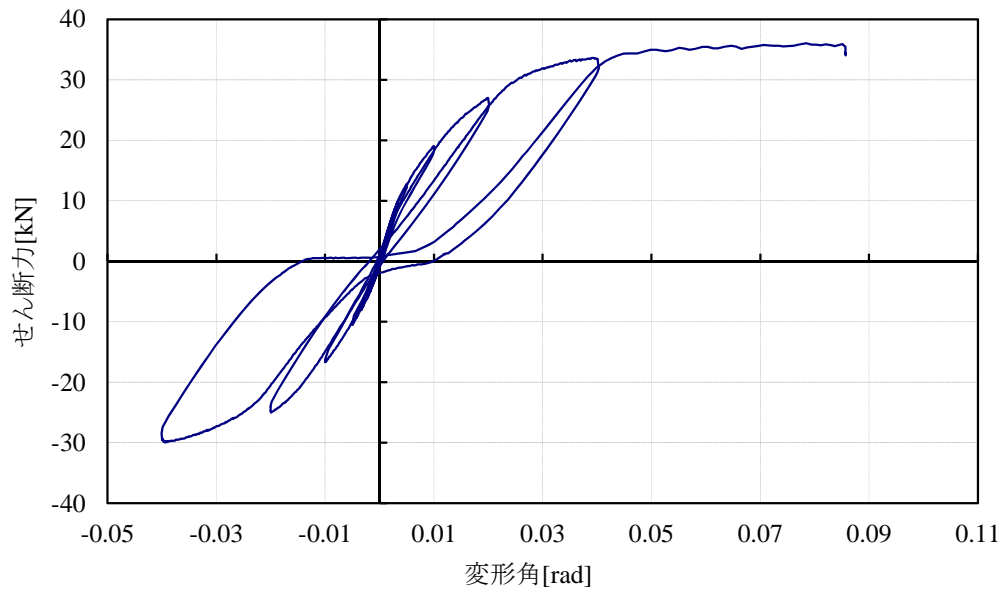
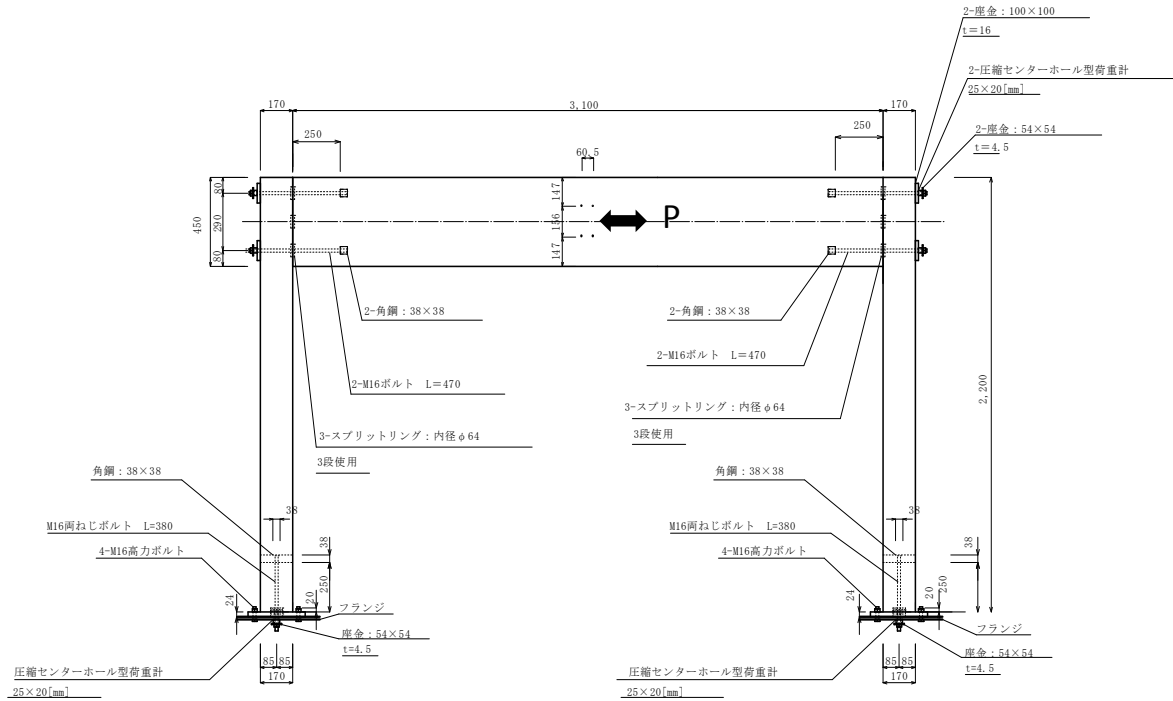
柱はり接合部試験体



はり接合部試験体



フレーム試験体



5.2.4 水平構面

図 5.2.4-1 に各床の断面詳細図を示す。床の仕様は、河合らが実施した面内せん断実験⁵⁰⁾の仕様に合わせた。木造の床は、構造用合板（JAS2 級 $t=24\text{mm}$ ）を千鳥配置し、CN75 釘を用いて外周を 50mm 間隔で留めつけた。RC の床は、RC スラブ（ $t=80\text{mm}$ 、 $D10@100\text{mm}$ ）を木はりにコンクリートカムおよび異形鉄筋 D16 で接合した。異形鉄筋は全長 200mm のうち 150mm を木はりに埋め込んだ。なお、RC スラブと RC 造コアの境界は、 $D10@200\text{mm}$ の差し筋を施工後、無収縮モルタルを充填した。

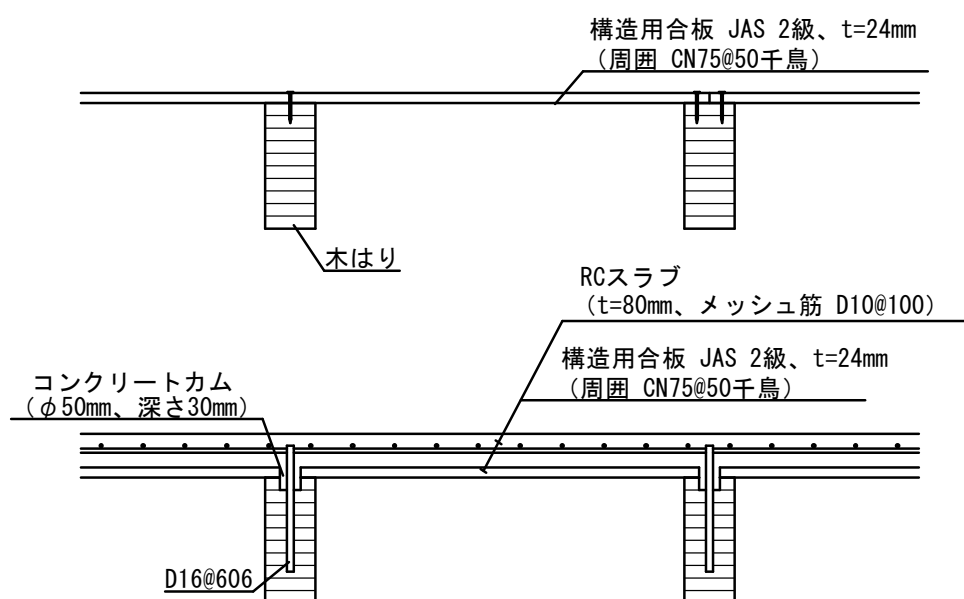


図5.2.4-1 床断面図（上段：木床 下段：RC 床）



写真5.2.4-1 木床試験体



写真5.2.4-2 RC造コア (床)



写真5.2.4-3 RC床①



写真5.2.4-4 RC床②



写真5.2.4-5 RC床③



写真5.2.4-6 RC床④

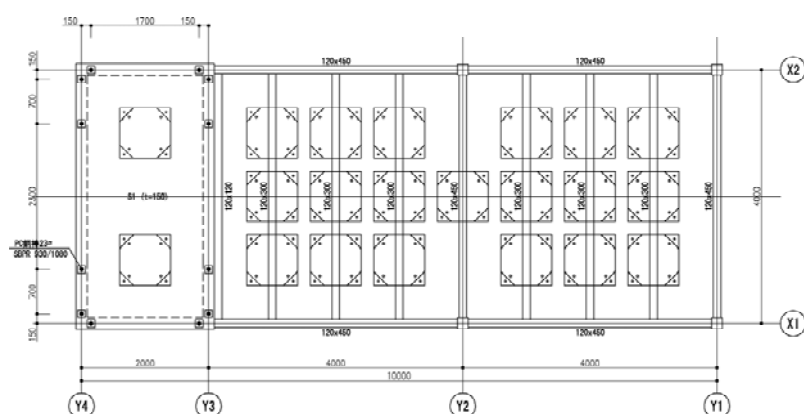
5.2.5 地震力算定用重量

表 5.2.5-1 に地震力算定用重量を示す。積載荷重は 1100N/m^2 とし、鋼製の錘を床に積載した。
 なお、木造部分に RC スラブ ($t=80\text{mm}$) を打設しない木床試験体、2 階建て試験体では積載荷重に加えて、仕上げ材のコンクリート ($t=40\text{mm}$) 分の重量を鋼製の錘として積載し、RC 床試験体の地震力算定用重量と同等の重量とした。

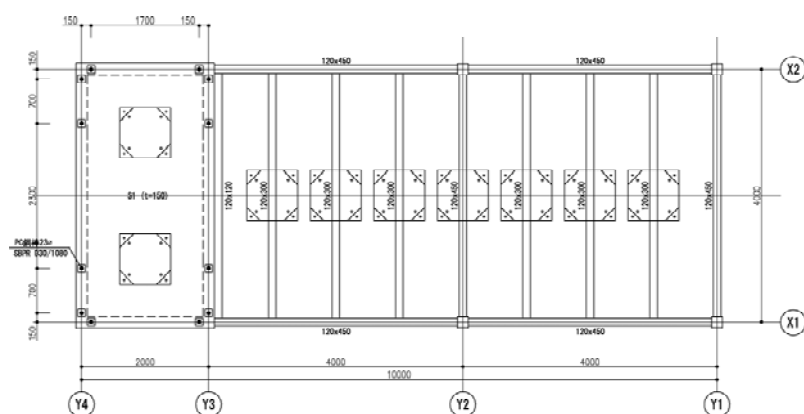
表 5.2.5-1 地震力算定用重量一覧

単位：kN

		Y1	Y2	Y3	Y4
木床試験体		28.14	59.58	75.34	47.65
RC床試験体		28.49	60.28	75.79	47.65
2階建て試験体	RF	28.14	59.58	75.34	47.65
	2F	28.59	60.03	100.72	73.03



①合板床試験体(No.1、No.3)



②RC 床試験体 (No.2)

図 5.2.5-1 錘配置図

表 5.2.5-2 地震力算定用重量の算出（木床試験体）

負担通り	項目	単位重量 kN	数量	単位	重量 kN	合計 kN	備考
Y1	柱（3m）	0.23	2	本	0.45	<u>28.14</u>	柱 1/2
	大はり（4m）	1.15	2	本	2.29		
	小はり（4m）	0.76	1.5	本	1.14		
	合板	0.15	8	m2	1.22		
	金物			-	0.98		100kgf
	錘	4.90	4.5	個	22.05		
Y2	柱（3m）	0.23	2	本	0.45	<u>59.58</u>	柱 1/2
	大はり（4m）	1.15	3	本	3.44		
	小はり（4m）	0.76	3	本	2.29		
	合板	0.15	16	m2	2.45		
	金物			-	1.96		200kgf
	錘	4.90	10	個	49.00		
Y3（W）	大はり（4m）	1.15	2	本	2.29	<u>27.69</u>	
	小はり（4m）	0.76	1.5	本	1.14		
	合板	0.15	8	m2	1.22		
	金物			-	0.98		100kgf
	錘	4.90	4.5	個	22.05		
Y3（RC）	RC床	3.53	4.56	m2	16.07	<u>47.65</u>	360kgf/m2
	RC壁	4.23	6.30	m2	26.67		432kgf/m2、壁面積変更 & 1/2に
	錘	4.90	1	個	4.90		
Y4	RC床	3.53	4.56	m2	16.07	<u>47.65</u>	360kgf/m2
	RC壁	4.23	6.30	m2	26.67		432kgf/m2、壁面積変更 & 1/2に
	錘	4.90	1	個	4.90		

表 5.2.5-3 地震力算定用重量の算出 (RC 床試験体)

負担通り	項目	単位重量 kN	数量	単位	重量 kN	合計 kN	備考
Y1	柱 (3m)	0.23	2	本	0.45	<u>28.49</u>	柱 1/2
	大はり (4m)	1.15	2	本	2.29		
	小はり (4m)	0.76	1.5	本	1.14		
	合板	0.15	8	m2	1.22		
	モルタル	1.88	8	m2	15.05		
	金物			-	0.98		100kgf
	錘	4.90	1.5	個	7.35		
Y2	柱 (3m)	0.23	2	本	0.45	<u>60.28</u>	柱 1/2
	大はり (4m)	1.15	3	本	3.44		
	小はり (4m)	0.76	3	本	2.29		
	合板	0.15	16	m2	2.45		
	モルタル	1.88	16	m2	30.11		
	金物			-	1.96		200kgf
	錘	4.90	4	個	19.60		
Y3 (W)	大はり (4m)	1.15	2	本	2.29	<u>28.04</u>	
	小はり (4m)	0.76	1.5	本	1.14		
	モルタル	1.88	8	m2	15.05		
	合板	0.15	8	m2	1.22		
	金物			-	0.98		100kgf
	錘	4.90	1.5	個	7.35		
Y3 (RC)	RC床	3.53	4.56	m2	16.07	<u>47.65</u>	360kgf/m2
	RC壁	4.23	6.30	m2	26.67		432kgf/m2、壁面積変更 & 1/2に
	錘	4.90	1	個	4.90		
Y4	RC床	3.53	4.56	m2	16.07	<u>47.65</u>	360kgf/m2
	RC壁	4.23	6.30	m2	26.67		432kgf/m2、壁面積変更 & 1/2に
	錘	4.90	1	個	4.90		

表 5.2.5-4 地震力算定用重量の算出 (2 階建て試験体)

負担通り	項目	単位重量 kN	数量	単位	重量 kN	合計 kN	備考
Y1 (RF)	柱 (3m)	0.23	2	本	0.45	<u>28.14</u>	柱 1/2
	大はり (4m)	1.15	2	本	2.29		
	小はり (4m)	0.76	1.5	本	1.14		
	合板	0.15	8	m2	1.22		
	金物			-	0.98		100kgf
	錘	4.90	4.5	個	22.05		
Y2 (RF)	柱 (3m)	0.23	2	本	0.45	<u>59.58</u>	柱 1/2
	大はり (4m)	1.15	3	本	3.44		
	小はり (4m)	0.76	3	本	2.29		
	合板	0.15	16	m2	2.45		
	金物			-	1.96		200kgf
	錘	4.90	10	個	49.00		
Y3 (W) (RF)	大はり (4m)	1.15	2	本	2.29	<u>27.69</u>	
	小はり (4m)	0.76	1.5	本	1.14		
	合板	0.15	8	m2	1.22		
	金物			-	0.98		100kgf
	錘	4.90	4.5	個	22.05		
Y3 (RC) (RF)	RC床	3.53	4.56	m2	16.07	<u>47.65</u>	360kgf/m2
	RC壁	4.23	6.30	m2	26.67		432kgf/m2、壁面積変更 & 1/2に
	錘	4.90	1	個	4.90		
Y4 (RF)	RC床	3.53	4.56	m2	16.07	<u>47.65</u>	360kgf/m2
	RC壁	4.23	6.30	m2	26.67		432kgf/m2、壁面積変更 & 1/2に
	錘	4.90	1	個	4.90		
Y1 (2F)	柱 (3m)	0.45	2	本	0.90	<u>28.59</u>	柱 1
	大はり (4m)	1.15	2	本	2.29		
	小はり (4m)	0.76	1.5	本	1.14		
	合板	0.15	8	m2	1.22		
	金物			-	0.98		100kgf
	錘	4.90	4.5	個	22.05		
Y2 (2F)	柱 (3m)	0.45	2	本	0.90	<u>60.03</u>	柱 1
	大はり (4m)	1.15	3	本	3.44		
	小はり (4m)	0.76	3	本	2.29		
	合板	0.15	16	m2	2.45		
	金物			-	1.96		200kgf
	錘	4.90	10	個	49.00		
Y3 (W) (2F)	大はり (4m)	1.15	2	本	2.29	<u>27.69</u>	
	小はり (4m)	0.76	1.5	本	1.14		
	合板	0.15	8	m2	1.22		
	金物			-	0.98		100kgf
	錘	4.90	4.5	個	22.05		
Y3 (RC) (2F)	RC床	3.53	4.56	m2	16.07	<u>73.03</u>	360kgf/m2
	RC壁	4.23	12.30	m2	52.06		432kgf/m2、壁面積変更
	錘	4.90	1	個	4.90		
Y4 (2F)	RC床	3.53	4.56	m2	16.07	<u>73.03</u>	360kgf/m2
	RC壁	4.23	12.30	m2	52.06		432kgf/m2、壁面積変更
	錘	4.90	1	個	4.90		

5.3 試験概要

5.3.1 加振計画

入力地震動は、木床試験体には大地震の設計用地震動である日本建築センター擬似地震動レベル2（以降、BCJ波）、RC床試験体および2階建て試験体にはBCJ波に加えて、これまで観測された地震波の中で、最も建物への被害が大きかった地震動として1995年兵庫県南部地震の際に神戸海洋気象台で観測された波のNS成分（以降、JMA神戸波）を用いた。また、各加振の前後に、建物の固有周期や減衰定数などの振動特性を把握するために三角波を入力した。図5.3.1-1に各試験体の加振スケジュール、図5.3.1-2に各試験体に入力したBCJ波の加速度応答スペクトルを示す。

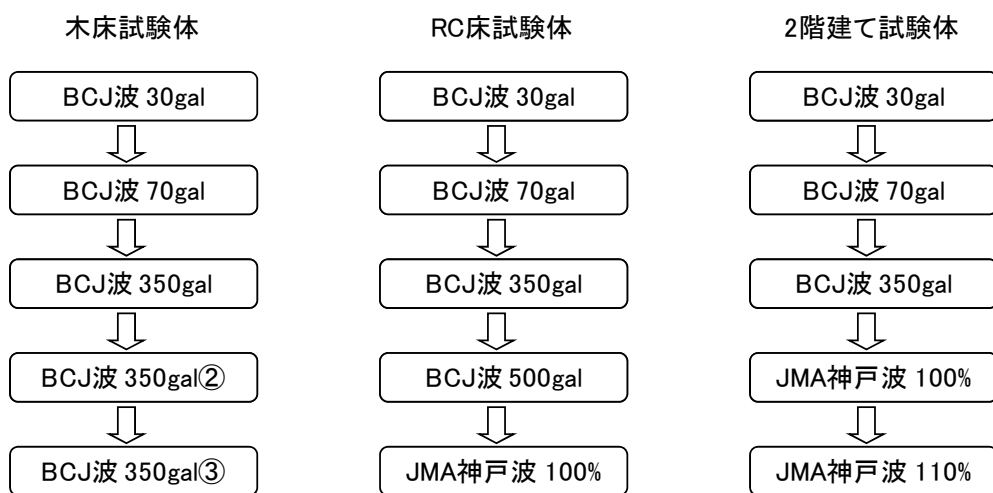


図 5.3.1-1 加振スケジュール

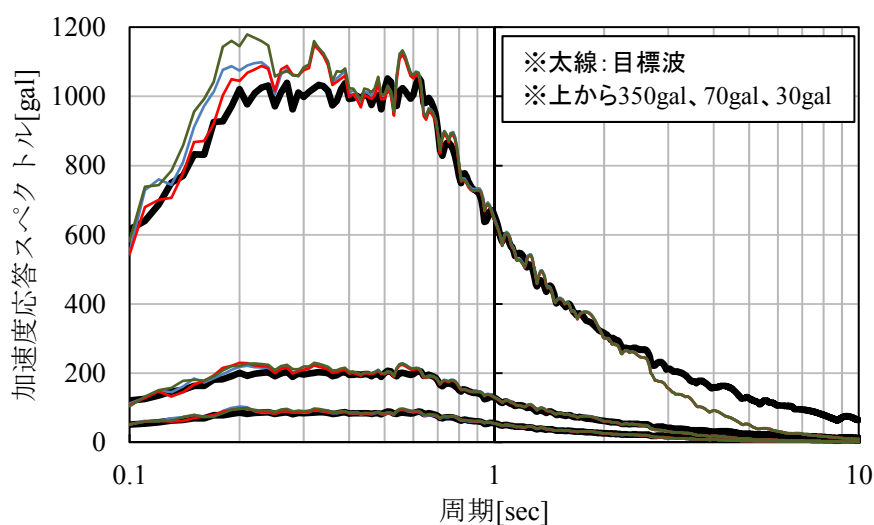


図 5.3.1-2 加速度応答スペクトル

5.3.2 計測計画

計測は、振動台上および各層の加速度、各層の層間変形の他に各耐震要素の負担しているせん断力を把握するために、各通りの架台部分の下にロードセルを設置した。各通りの負担するせん断力を求める際には架台に生じるせん断力を差し引いて求める。また、W-RC 接合部の引きボルトに生じる軸力も計測した。

<計測項目>

- ・振動台加速度 : サーボ型加速度計
- ・架台加速度 : サーボ型加速度計
- ・2 階、R 階加速度 : サーボ型加速度計
- ・層間変位 : 一般用変位計 (SDP-200D)、巻き取り式変位計 (DT-500)
- ・脚元変位 : 高感度変位計 (CDP-25)
- ・各通りの負担せん断力 : ロードセル
- ・RC 造コア - 木はりのずれ : 高感度変位計 (CDP-50)
- ・水平構面 - 木はりのずれ : 高感度変位計 (CDP-50)
- ・木はりの回転変形 : 高感度変位計 (CDP-50)
- ・引きボルト軸力 : ひずみゲージ (FLA-5-11)
- ・柱の曲げひずみ : ひずみゲージ (L-30-11)



写真5.3.2-1 ロードセル (木フレーム)



写真5.3.2-2 ロードセル (RC 造コア)

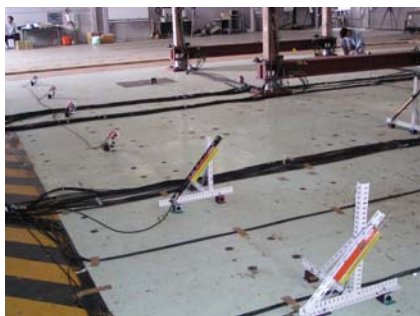


写真5.3.2-3 変位計 (層間変形)



写真5.3.2-4 変位計 (水平構面-RC ずれ)

5.4 振動台実験の結果

5.4.1 実験の経過

木床試験体は BCJ 波 350gal の 3 回の入力、RC 床試験体は BCJ 波 350gal および 500gal、JMA 神戸波 100%の入力では目立った損傷は見られなかった。また 2 階建て試験体についても、同様に BCJ 波 350gal、JMA 神戸波 100%の入力では大きな損傷および残留変形は見られなかった。しかし、その後入力した JMA 神戸波 110%入力時に 2 層目の W-RC 接合部部分の損傷を確認した。RC 造コアでは、木はりに取り付けた特殊金物がコンクリートに衝突した際に破壊が生じ、木はりは、引きボルトの固定部分で木造部分の加振方向に対するねじれによって生じる弱軸方向の曲げモーメントにより、材が割り裂かれる破壊が生じた。この他、木床のはりと RC コア部分を留めている M12 のせん断ボルトが全てせん断破断した。これは 2 階建て試験体の 2 層部分の W-RC 接合部の検定比が最も大きいという内容に合致している。

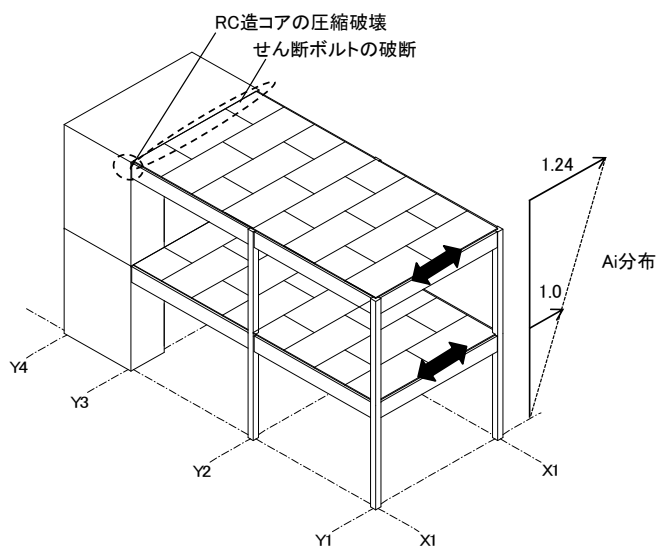


図 5.4.1-1 試験体の損傷箇所（2 階建て試験体）



写真 5.4.1-1 RC コア部分の割れ



写真 5.4.1-2 集成材の割れ

5.4.2 建物の振動特性

本実験では建物の振動特性を把握するために、地震波の前後に三角波を入力した。その際に計測された加速度波形を用いて、固有振動数と減衰定数を求めた。固有振動数を求めるために用いる伝達関数と位相は、入力を振動台加速度、応答を 2 階床又は小屋床加速度として算出した。また、減衰定数は各三角波を入力後の自由振動波形を用いて減衰定数を算出した。

床の仕様が異なる木床試験体と RC 床試験体の Y1 通りの卓越振動数を比較すると、木床試験体で約 5.4Hz、RC 床試験体で約 6.5Hz となり RC 床試験体の方が約 1.2 倍上昇した。RC 床によって木造部分と RC 造コアを一体化した効果が表れている。

2 層試験体では、Y1 通りの 2 階床での卓越振動数は約 7.6Hz でとなり、R 階床では RC コアの振動数 11.8Hz が卓越振動数として表れている。RC 造コアは 2 階床、R 階床ともに約 11.8Hz であった。

- ・ 図 5.4.2-1～4 : 伝達関数と位相
- ・ 表 5.4.2-1 : 振動特性一覧
- ・ 図 5.4.2-5 : 各通りの卓越振動数
- ・ 図 5.4.2-6 : 各通りの減衰定数

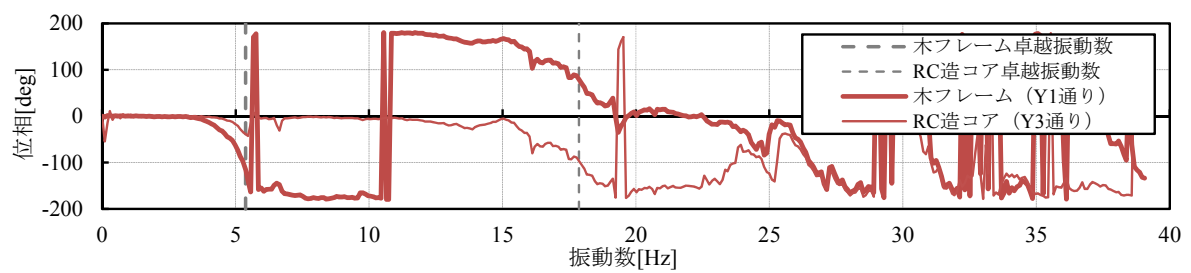
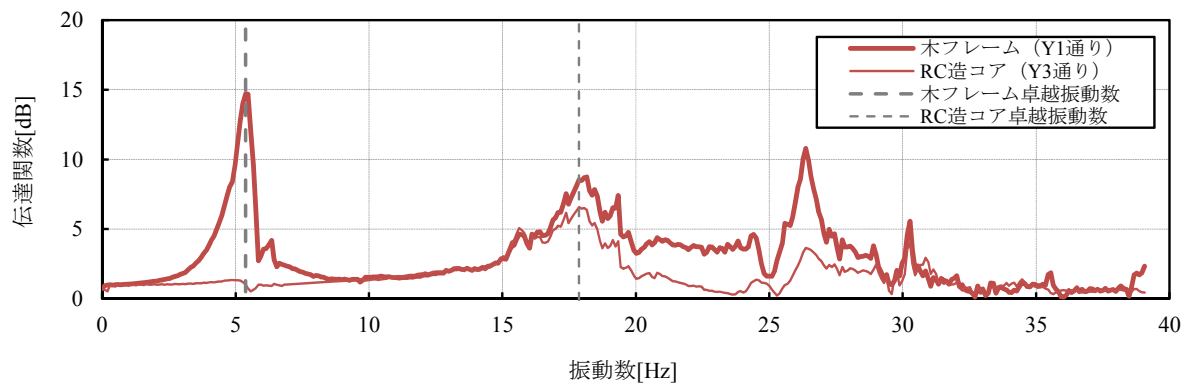


図5.4.2-1 伝達関数と位相（木床試験体）

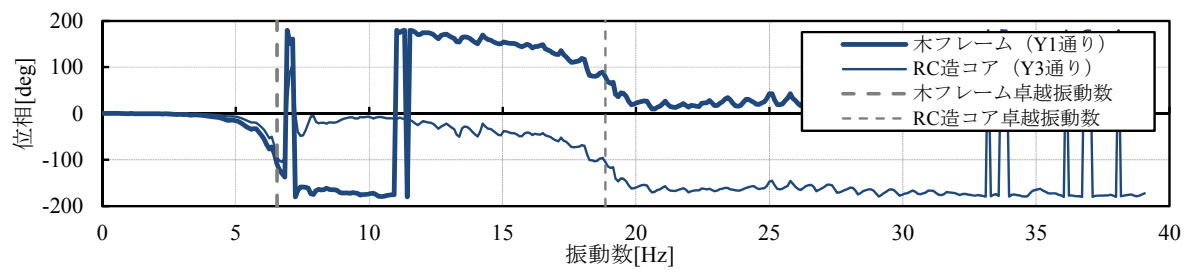
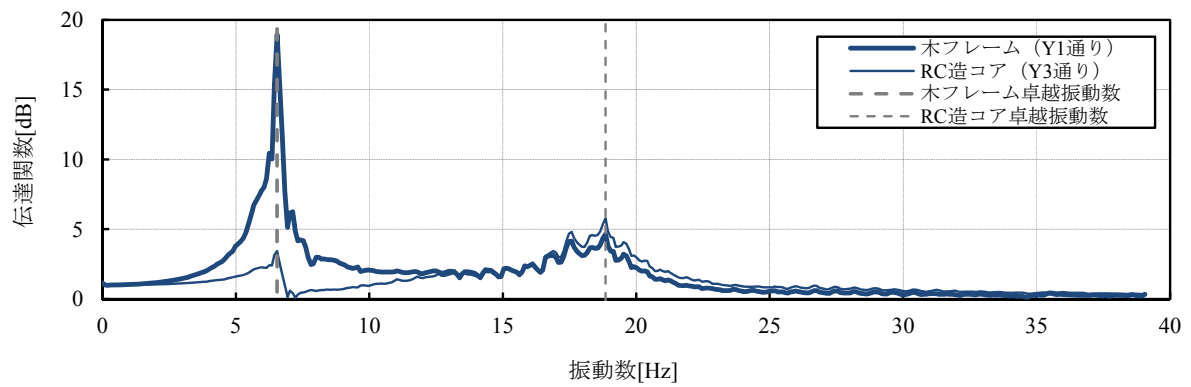


図5.4.2-2 伝達関数と位相（RC 床試験体）

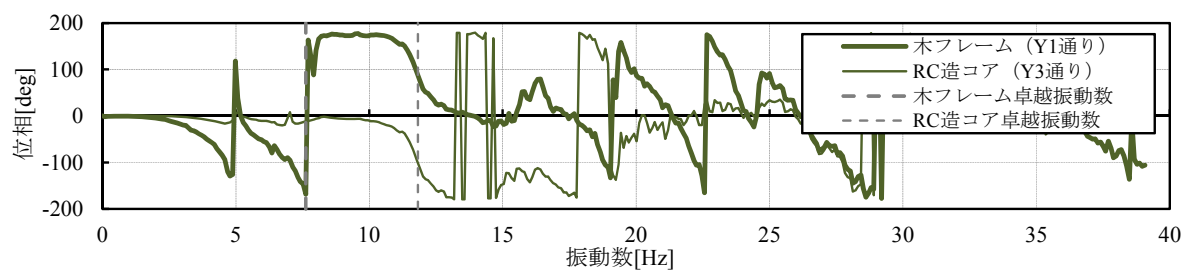
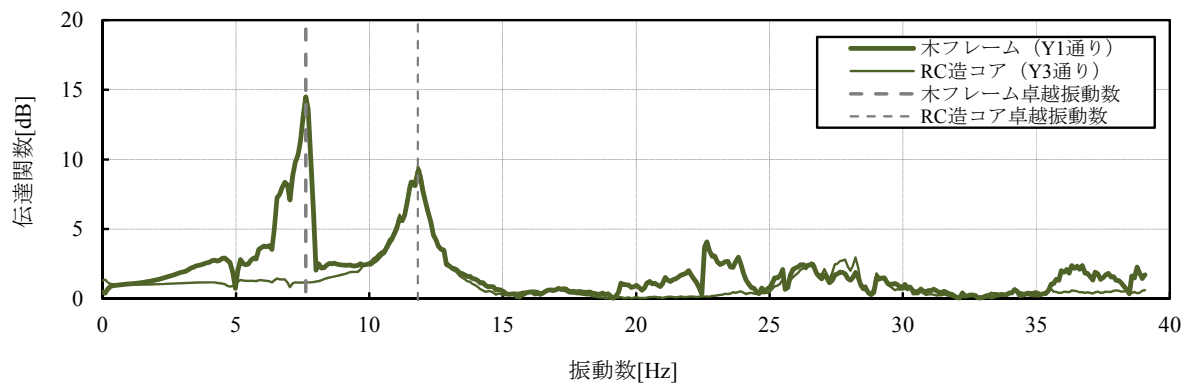


図5.4.2-3 伝達関数と位相（2階建て試験体 2F）

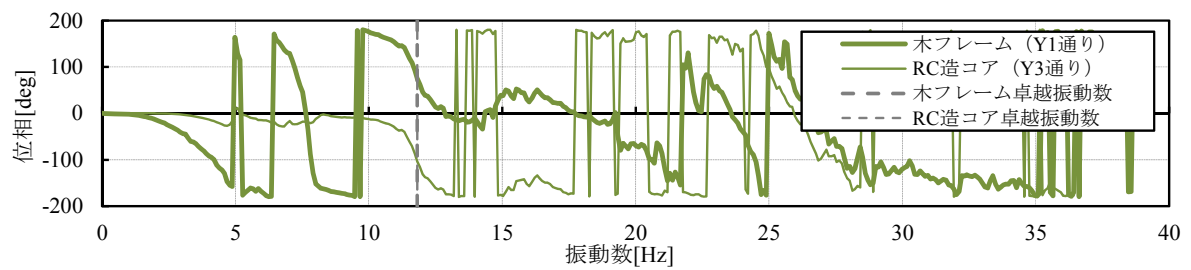
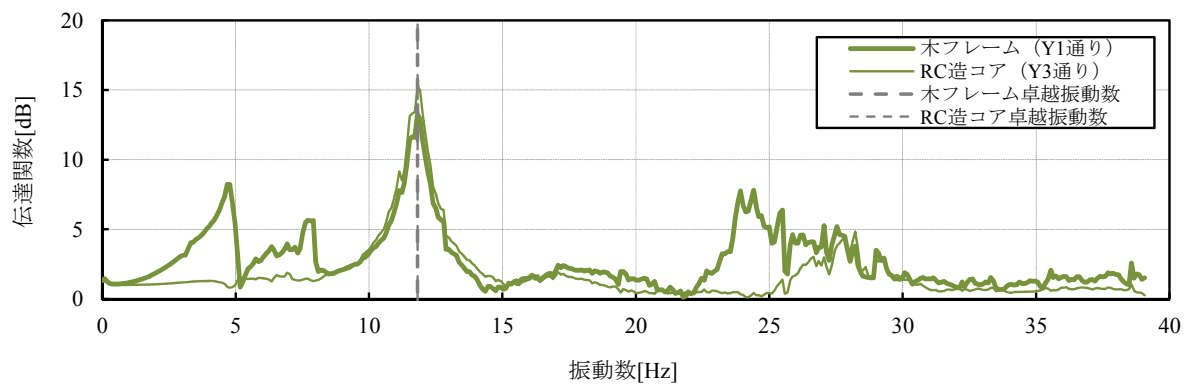


図5.4.2-4 伝達関数と位相（2階建て試験体 RF）

表 5.4.2-1 振動特性一覧

	入力波	固有振動数[Hz]					減衰定数[%]				
		Y1	Y2	Y3W	Y3R	Y4	Y1	Y2	Y3W	Y3R	Y4
木床試験体	三角波1	5.371	5.371	17.870	17.870	17.871	5.79%	4.98%	9.69%	9.51%	7.60%
	三角波2	5.469	5.469	16.211	16.211	16.211	4.95%	5.35%	8.49%	10.77%	9.74%
	三角波3	5.371	5.371	17.480	17.285	17.285	4.25%	1.66%	9.48%	13.79%	12.14%
	三角波4	5.469	5.469	13.281	13.281	13.281	7.84%	6.35%	17.13%	20.34%	14.22%
RC床試験体	三角波1	6.543	6.543	18.848	18.848	18.848	6.99%	6.69%	9.46%	10.08%	14.00%
	三角波2	6.543	6.543	19.141	19.141	19.141	6.73%	6.35%	9.76%	9.88%	13.54%
	三角波3	6.543	6.543	19.141	19.141	19.141	6.72%	6.15%	9.67%	10.12%	14.23%
	三角波4	5.078	5.078	13.477	13.477	13.477	8.92%	8.20%	18.63%	10.23%	12.25%
2F建て試験体	2F / 振動台	三角波1	7.617	7.617	11.816	11.816	8.48%	8.08%	8.09%	8.34%	9.24%
		三角波2	7.715	7.715	11.816	11.816	6.32%	5.08%	8.95%	8.77%	10.48%
		三角波3	7.617	7.617	11.719	11.816	7.29%	6.03%	12.71%	12.67%	10.99%
		三角波4	7.617	7.617	11.523	11.523	7.86%	7.24%	16.29%	16.36%	11.94%
	RF / 振動台	三角波1	4.688	4.688	11.816	11.816	11.75%	4.93%	7.82%	7.94%	7.01%
		三角波2	4.785	4.785	11.914	11.816	13.32%	9.79%	7.75%	7.95%	9.59%
		三角波3	4.785	4.785	11.816	11.816	15.12%	18.69%	8.23%	8.83%	9.09%
		三角波4	4.688	4.688	11.523	11.523	6.14%	17.45%	8.54%	23.57%	10.02%

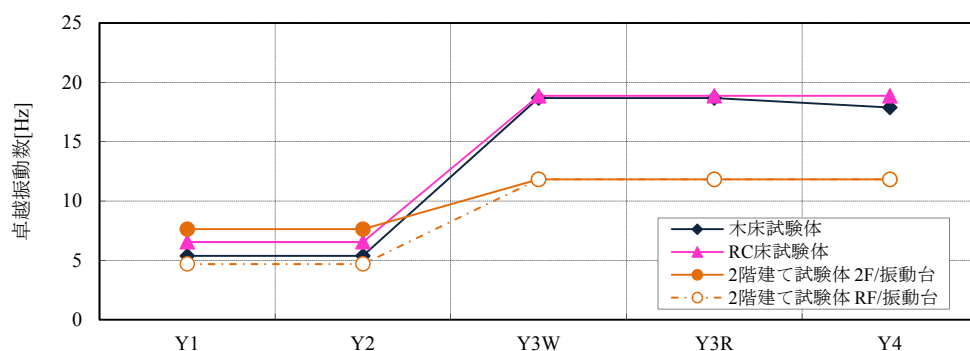


図5.4.2-5 各通りの卓越振動数（三角波1）

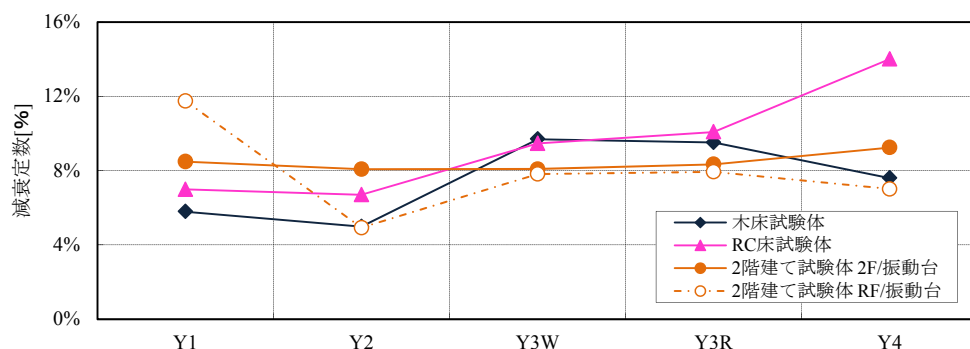
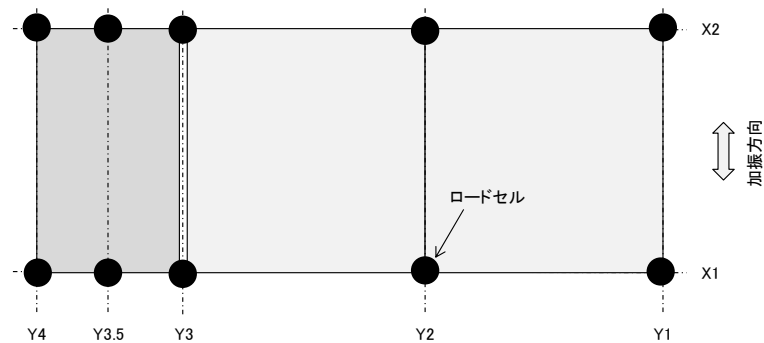


図5.4.2-6 各通りの減衰定数（三角波1）

5.4.3 負担せん断力

本項では、各通りの鉄骨架台の下に設置したロードセルで計測した、各通りの負担せん断力について述べる。負担せん断力は、以下の算出方法で求めることとする。

なお、2 階建て試験体については試験の都合上、Y1 および Y2 通りのみせん断力を計測したため Y1、Y2 通りの負担せん断力のみのとなる。



※Y3.5通りについてはY3,Y4通りに均等に配分した。

図5.4.3-1 負担せん断力の算出方法

<負担せん断力の算出方法>

$$Q = (R_a + R_b) - \left(\frac{W_{0.5} \times Acc_{(架)}}{980} + \frac{W_s \times Acc_{(架)}}{980} \right)$$

【記号】 Q : 各通りの負担せん断力 [N]
 R : ロードセル測定値 [N]
 $W_{0.5}$: 下半分の重量 [N]
 W_s : 鉄骨架台の重量 [N]
 $Acc_{(架)}$: 架台上の加速度[gal]

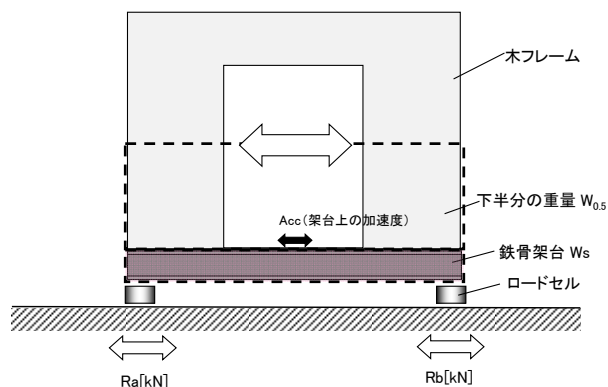


図5.4.3-2 負担せん断力の算出方法

- ・表 5.4.3-1 : 各通りの負担せん断力一覧
- ・図 5.4.3-2 : 各通りの負担せん断力 (BCJ 波 70gal)
- ・図 5.4.3-3 : 各通りの負担せん断力 (BCJ 波 350gal)
- ・図 5.4.3-4 : 各通りの負担せん断力 (木床試験体 BCJ 波 350gal 以降)
- ・図 5.4.3-5 : 各通りの負担せん断力 (RC 床試験体 BCJ 波 350gal 以降)

図 5.4.3-2 に BCJ 波 70gal、図 5.4.3-3 に BCJ 波 350gal 入力時の各通りの負担せん断力を示す。BCJ 波 70gal、BCJ 波 350gal 入力時ともに Y3 通りにせん断力が集中していることがわかる。全体のせん断力に対する Y3 通りが負担しているせん断力の割合は、BCJ 波 70gal 入力時に約 80%、BCJ 波 350gal 入力時に約 60～70%と大きな割合となっている。一方、木フレームの存在する Y1、Y2 通りの負担割合を見てみると、それぞれ 10%未満であった。また、試験体別で比較すると RC 床試験体は木床試験体と比べて、木フレームの負担せん断力の負担割合が少ない。2 階建て試験体の負担せん断力を見てみると、1 階建ての木床試験体と大きな違いはみられず、ほぼ同等の負担せん断力となっている。

図 5.4.3-4 に木床試験体の BCJ 波 350gal 以降の加振の各通りの負担せん断力を示す。繰り返し加振を行うごとに Y3 通りの負担せん断力が減少傾向、木造部分の負担せん断力は増加傾向にある。

図 5.4.3-5 に RC 床試験体の BCJ 波 350gal 以降の加振の各通りの負担せん断力を示す。BCJ 波 350gal から JMA 神戸波 100%まで加振レベルは大きくなっているが、各通りの負担割合に大きな変化は見られない。

木フレームの負担せん断力と許容せん断耐力 6.72kN とを比較すると、BCJ 波 70gal 入力時では、すべての試験体で許容せん断耐力以下となった。一方、加振レベルが上がった BCJ 波 350gal 入力時では、水平構面が木床の木床試験体および 2 階建て試験体は Y1 通りの木フレームで許容せん断耐力を僅かながら上回った。水平構面の剛性が高い RC 床試験体では、BCJ 波 350gal 入力時にも許容せん断耐力を下回った。

表 5.4.3-1 負担せん断力一覧

	入力波	通りごと									各構造ごと			
		各通りの負担せん断力[kN]					負担割合[%]				負担せん断力[kN]		負担割合[%]	
		Y4	Y3	Y2	Y1	合計	Y4	Y3	Y2	Y1	RC	W	RC	W
木床	BCJ70gal	2.95	17.15	0.99	1.29	22.38	13%	77%	4%	6%	20.10	2.28	89.8%	10.2%
	BCJ350gal	28.23	66.71	6.16	7.54	108.64	26%	61%	6%	7%	94.94	13.70	87.4%	12.6%
	BCJ350gal②	26.37	64.85	5.95	7.58	104.75	25%	62%	6%	7%	91.22	13.53	87.1%	12.9%
	BCJ350gal②	37.33	53.17	6.79	8.85	106.13	35%	50%	6%	8%	90.50	15.64	85.3%	14.7%
RC床	BCJ70gal	4.62	21.14	0.85	1.00	27.61	17%	77%	3%	4%	25.77	1.84	93.3%	6.7%
	BCJ350gal	30.90	89.50	4.91	5.80	131.11	24%	68%	4%	4%	120.40	10.71	91.8%	8.2%
	BCJ500gal	61.76	193.76	8.59	10.18	274.29	23%	71%	3%	4%	255.52	18.77	93.2%	6.8%
	JMA神戸100%	82.27	308.92	13.71	17.74	422.63	19%	73%	3%	4%	391.19	31.44	92.6%	7.4%
2階建	BCJ70gal			1.06	1.29	2.35								
	BCJ350gal			6.51	7.59	14.09								

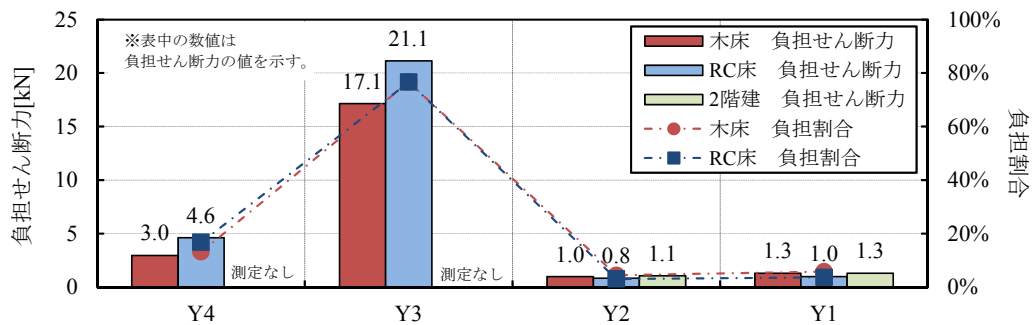


図5.4.3-3 各通りの負担せん断力 (BCJ 波 70gal)

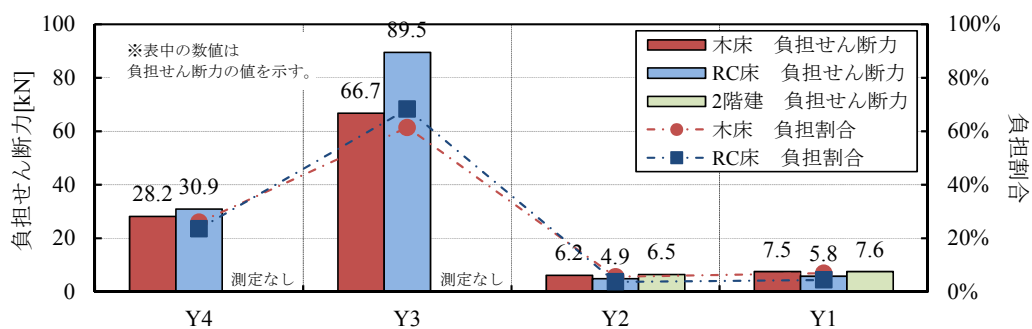


図5.4.3-4 各通りの負担せん断力 (BCJ 波 350gal)

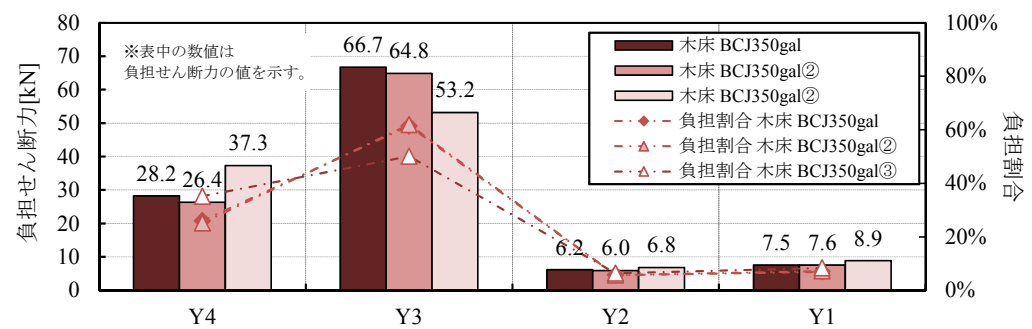


図5.4.3-5 各通りの負担せん断力 (木床試験体 BCJ 波 350gal 以降)

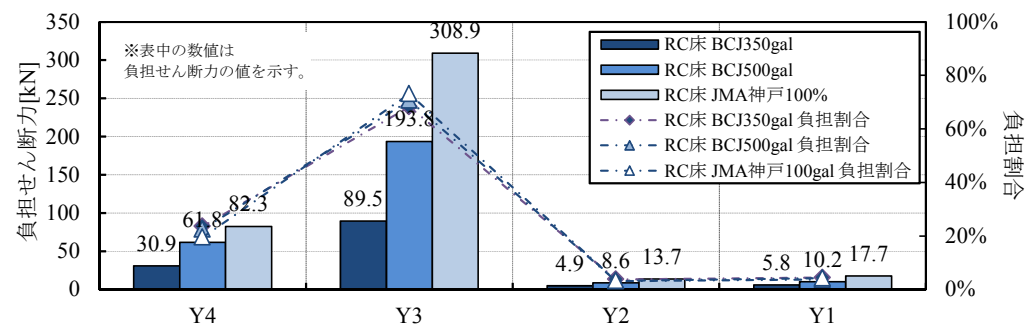


図5.4.3-6 各通りの負担せん断力 (RC 床試験体 BCJ 波 350gal 以降)

5.4.4 変形分布

本項では、各通りの変形分布について述べる。

各通りの層間変形は、以下の算出方法で求めることとする。

< 層間変形 (1 層部分) >

$$\delta = \delta_w \times \sqrt{2} - \delta_b$$

【記号】

δ : 層間変形 [mm]

δ_w : ワイヤー変位計測定値 [mm]

δ_b : 架台変位 [mm]

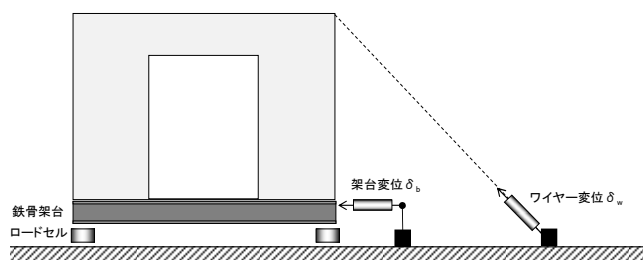


図5.4.4-1 層間変形の算出方法

- ・ 図 5.4.4-2 : 変形分布 (BCJ 波 350gal)
- ・ 図 5.4.4-3 : 変形分布 (木床試験体、BCJ 波 70gal)
- ・ 図 5.4.4-4 : 変形分布 (RC 床試験体、BCJ 波 70gal)
- ・ 図 5.2.4-5 : 変形分布 (木床試験体、BCJ 波 350gal)
- ・ 図 5.2.4-6 : 変形分布 (RC 床試験体、BCJ 波 350gal)
- ・ 図 5.4.4-7 : 変形分布 (RC 床試験体、BCJ 波 500gal、JMA 神戸波 100%)

図 5.4.4-2 に BCJ 波 350gal 入力時の変形分布、図 5.4.4-3、図 5.4.4-4 に BCJ 波 70gal 入力時、BCJ 波 350gal 入力時の各通りの変形を示す。図 5.4.4-3、図 5.4.4-4 には、増分解析より求めた各通りの変形、SRSS 法によって求めた Y1、Y2 通りの変形も同時に示している。まず、BCJ 波 70gal 入力時では、木床試験体の Y1 通りで $1/835\text{rad}$ 、RC 床試験体の Y1 通りで $1/1467\text{rad}$ と微小変形にとどまっている。BCJ 波 350gal 入力時では木床試験体で $1/143\text{rad}$ 、RC 床試験体で $1/192\text{rad}$ となった。木床試験体と RC 床試験体を比較すると、木床試験体に比べて RC 床試験体の方が BCJ 波 70gal 入力時で約 40%、BCJ 波 350gal 入力時で約 25%変形が低減されている。増分解析、SRSS の結果と実験結果を比較すると、増分解析では実験値よりも変形が小さく、SRSS では RC 床試験体の BCJ 波 350gal 入力時以外は変形が大きくなる傾向にある。増分解析では動的効果の影響、SRSS では木フレームを考慮していないためと考えられる。また、木床試験体と 2 階建て試験体の最大層間変形は同程度の変形となっており、試験体階数での違いはあまりみられない。

図 5.4.4-6 に RC 床試験体の BCJ 波 500gal 入力時、JMA 神戸波 100%入力時の変形分布を示す。BCJ 波 500gal 入力時は、それ以前の入力時と同様に木造部分である Y1 通りから Y3 通りにかけて直線的な変形分布になっている。一方、JMA 神戸波 100%入力時は Y1 通りと Y2 通りの相対変形よりも Y2 通りと Y3 通りの相対変形の方が大きい。これは入力レベルが大きくなり、より多くのせん断力が RC 造コアと木造部分の境界部分に生じ、Y2 と Y3 通りの相対変形が大きくなったためと考えられる。

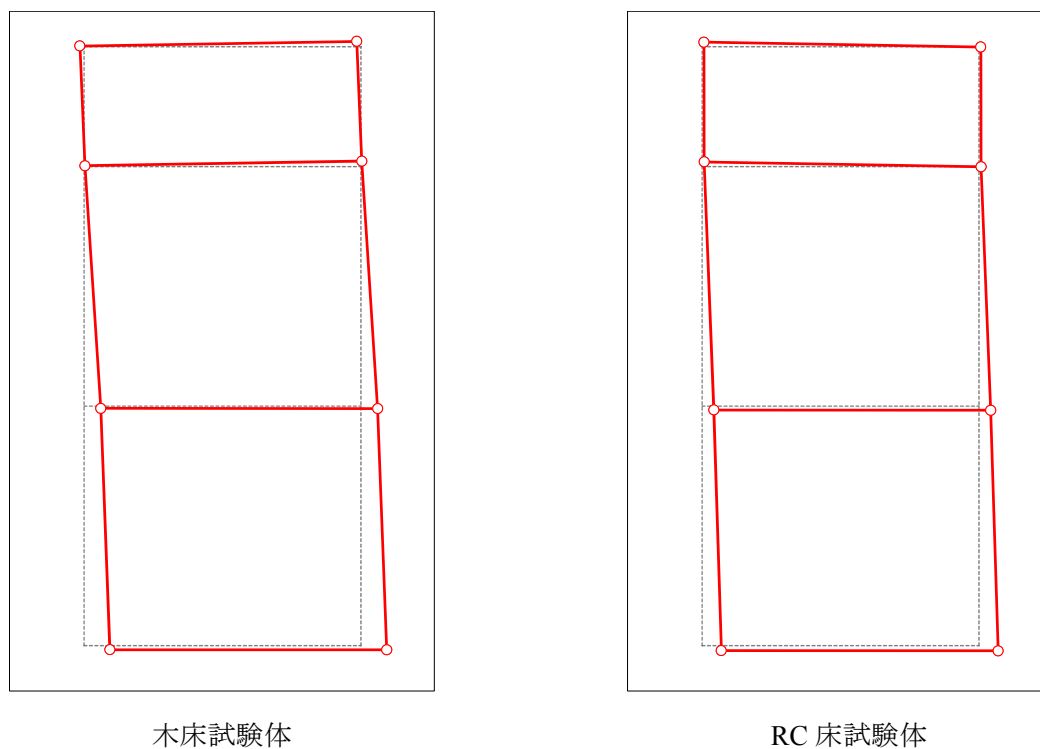


図5.4.4-2 変形分布（BCJ 波 350g 入力時）

※両試験体とも同じ倍率で拡大表示している。

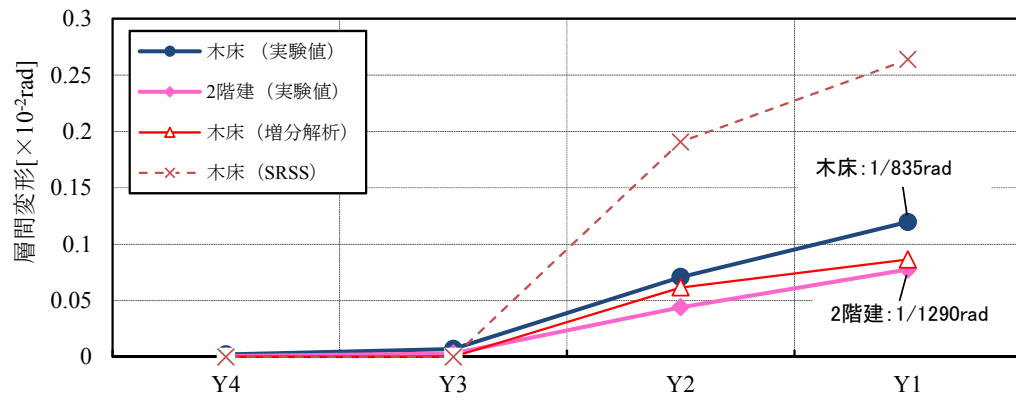


図5.4.4-3 変形分布（木床試験体、BCJ 波 70gal）

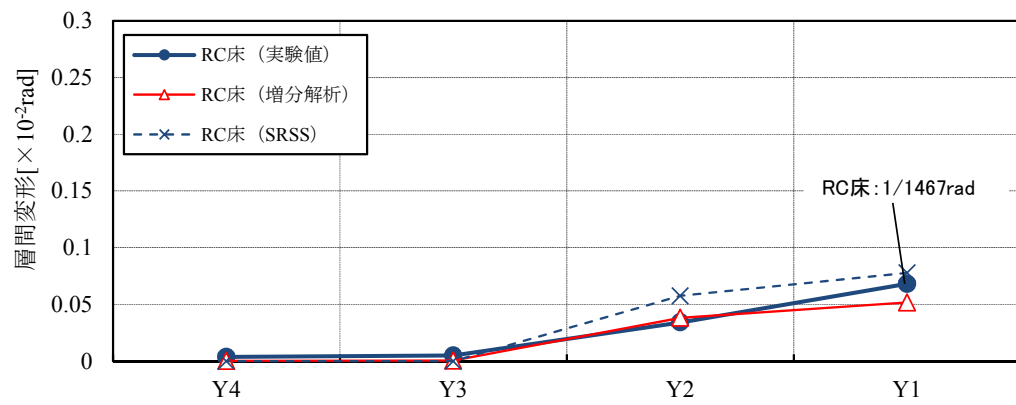


図5.4.4-4 変形分布（RC 床試験体、BCJ 波 70gal）

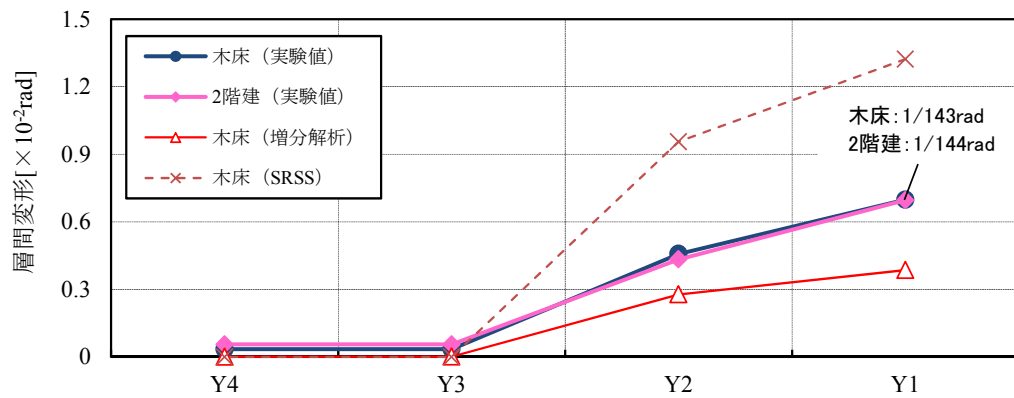


図5.4.4-5 変形分布 (木床試験体、BCJ 波 350gal)

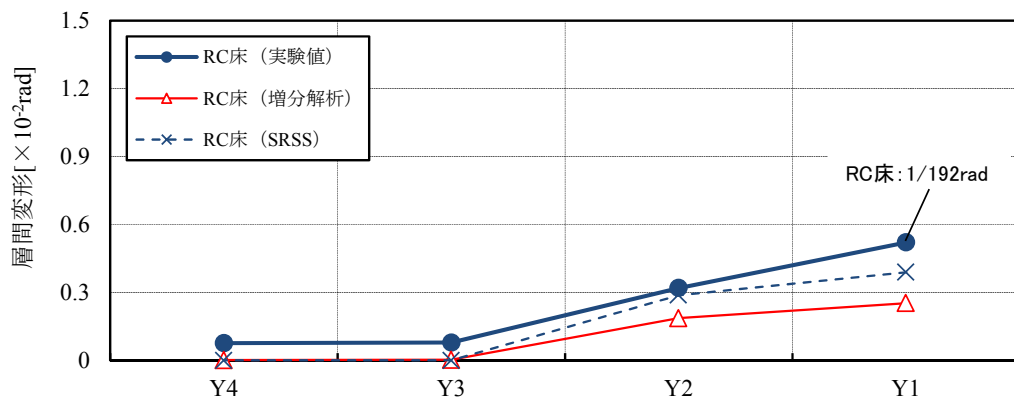


図5.4.4-6 変形分布 (RC 床試験体、BCJ 波 350gal)

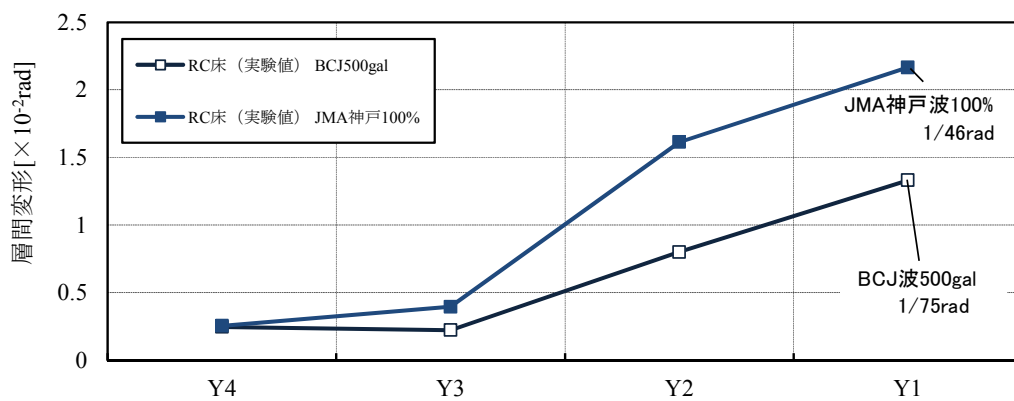
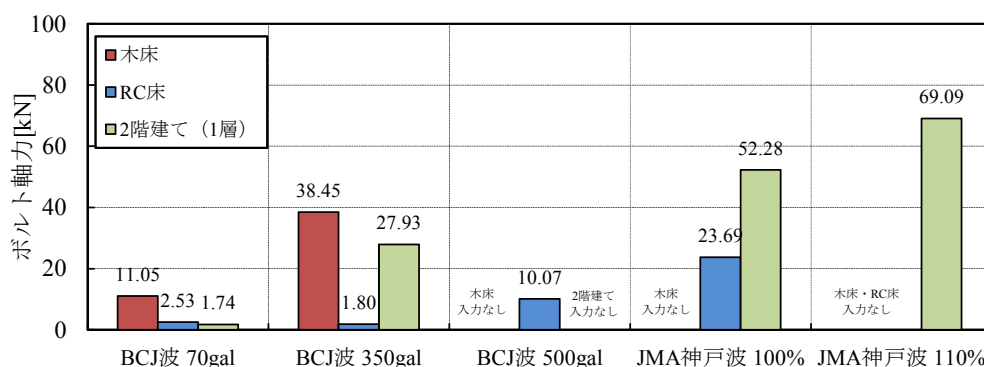


図5.4.4-7 変形分布 (RC 床試験体、BCJ 波 500gal、JMA 神戸波 100%)

5.4.5 引きボルト

本項では、W-RC 接合部に生じる軸力について述べていく。

図 5.4.5-1 に W-RC 接合部の引きボルトに生じる軸力の最大値を示す。なお、ここで示す数値は引きボルト 2 本に生じる軸力の合計値とし、2 箇所ある接合部のうちの最大値を示す。2 階建て試験体については 1 層のみ計測したため、1 層のボルト軸力を示す。BCJ 波 70gal 入力時、BCJ 波 350gal 入力時の結果において各試験体の比較を行うと、RC 床試験体よりも木床試験体、2 階建て試験体の方がボルトの軸力が大きい傾向がある。これは RC 床試験体の RC スラブと RC 造コアが一体化されていたため、木造部分の応答変形が抑えられ、ボルトに生じる軸力が小さくなったと考えられる。また、引張力とせん断力の組み合わせ許容耐力 35.4kN と比較すると、木床試験体の BCJ 波 350gal 入力時、2 階建て試験体の JMA 神戸波 100% 入力時、JMA 神戸波 110% 入力時でボルトの軸力は許容引張耐力を超えている結果となった。木床試験体のように木造部分が大きく変形する場合には、木造部分と RC 造コアとを繋ぐ接合部の引き抜き方向に対して十分な検討が必要である。



※表中の値は引きボルト 2 本に生じる軸力を示す。また 2 か所接合部があるうちの最大値を示す。

図5.4.5-1 ボルト軸力の比較

- ・ 図 5.4.5-1 : ボルト軸力の比較
- ・ 図 5.4.5-2 : ボルト軸力 (木床試験体)
- ・ 図 5.4.5-3 : ボルト軸力 (RC 床試験体)
- ・ 図 5.4.5-4 : ボルト軸力 (2 階建て試験体)

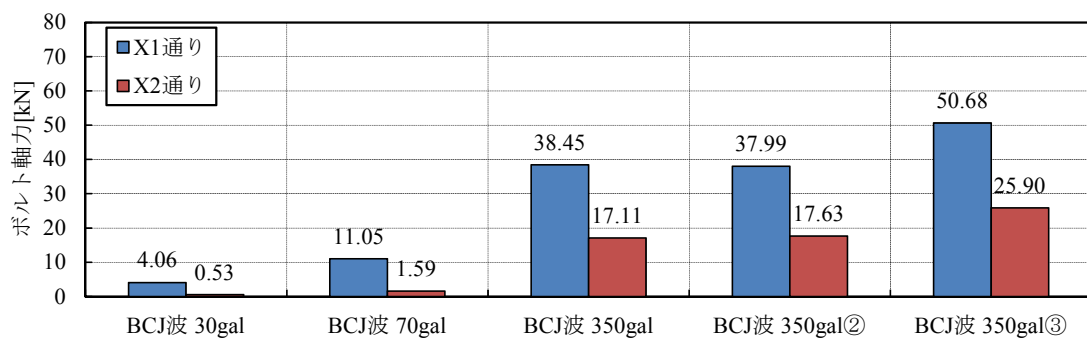


図5.4.5-2 X1・X2 通りに生じるボルト軸力（木床試験体）

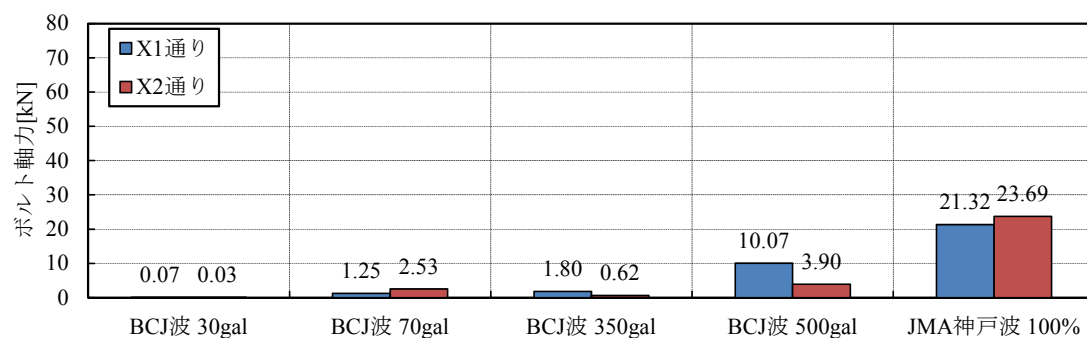


図5.4.5-3 X1・X2 通りに生じるボルト軸力（RC 床試験体）

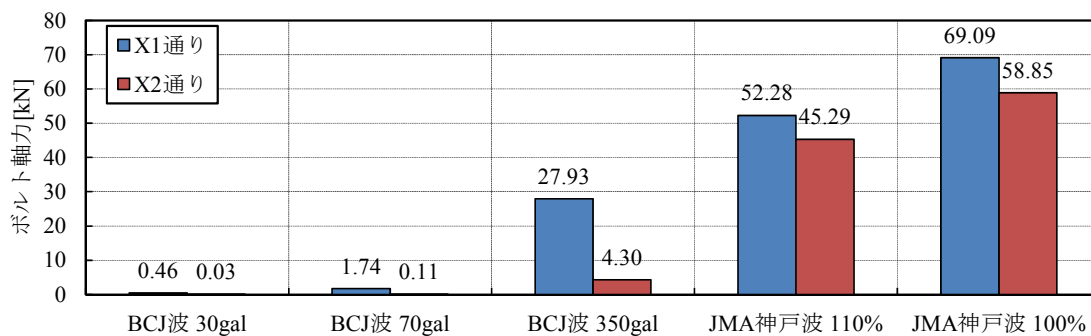


図5.4.5-4 X1・X2 通りに生じるボルト軸力（2 階建て試験体）

※各通りに生じるボルト軸力は各通りの引きボルト 2 本の合計を示している。
（同一時刻で足し合わせたものの最大値）

5.5 評価法に関する検討

ここでは各評価値と実験値を比較するため、振動台実験から得られた建物全体に生じたせん断力を「評価方法の検討」で示した設計法で再度各要素に振り分けた。そして、その振り分けた後の各要素のせん断力を実験で得られた各要素が負担するせん断力で除して比較を行った。

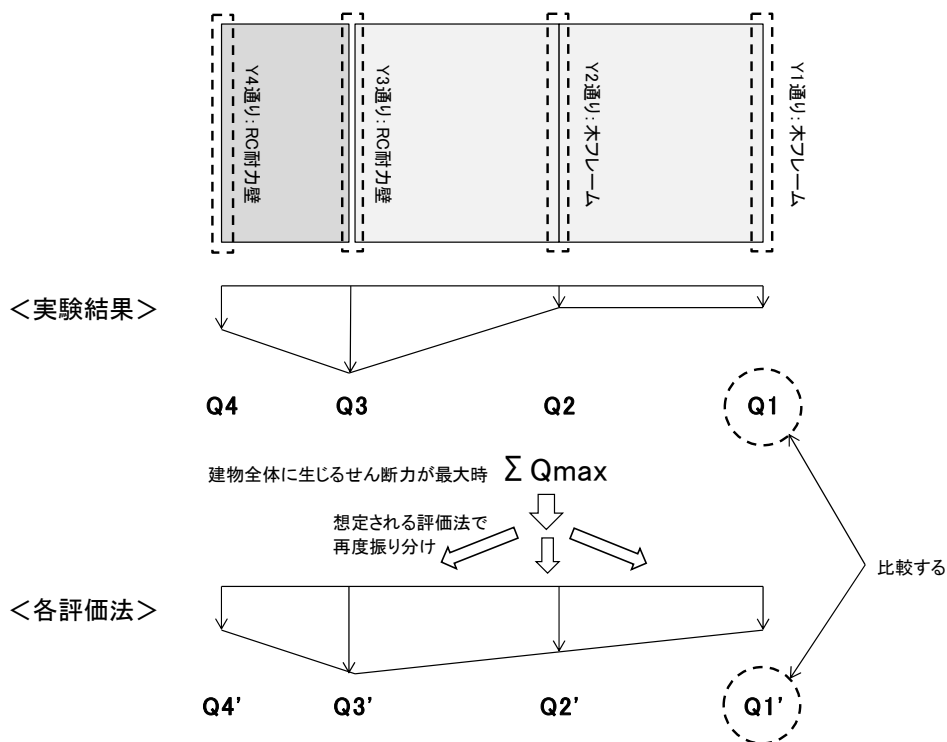


図5.5-1 実験値と設計値の比較（質量分布：Z）

- ・ 図 5.5 -1～6 : 実験値と評価値の比較
- ・ 表 5.5 -1～6 : 各評価方法の考察

質量分布 (Z)

木造部分である Y1 通りと Y2 通りは評価値と比べて実験値の方が小さく、RC 造コアのうち木造部分との境界にあたる Y3 通りは評価値と比べて実験値の方が大きい値となっている。このことにより、評価時には柔床とし各通りが負担する質量に応じて木造部分もせん断力を負担すると設計しているが、実際は木造部分のせん断力が水平構面を介して RC 造コアに伝達されていることが分かる。また伝達されたせん断力は RC 造コアと木造部分との境界にあたる Y3 通りに集中する結果となった。W-RC 接合部と水平構面は、木造部分よりせん断力の伝達がないとして設計しているため、図中の値はゼロである。

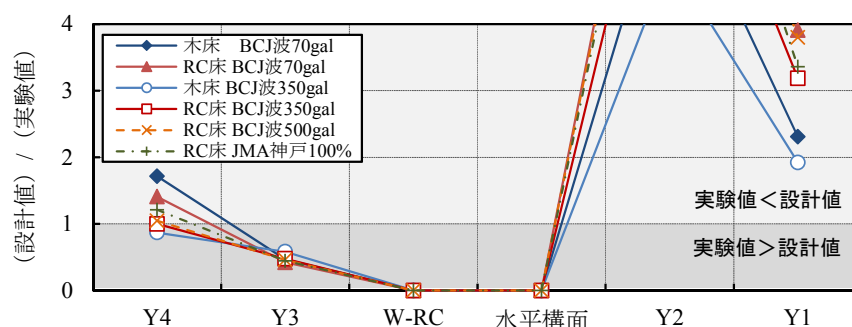


図5.5-2 実験値と評価値の比較 (質量分布 : Z)

RC 造コア集中 (C)

実際は木造部分も一部せん断力を負担する。従って、Y3 通りに伝達されるせん断力や W-RC 接合部および水平構面において処理したせん断力が評価時より小さい値となり、図中の数値は 1.0 以上となった。木床試験体と RC 床試験体とを比較すると、木床の方が水平構面の剛性が低く RC 造コアへのせん断力の伝達が少ないため、RC 床試験体よりも設計値と実験値の差が大きくなる傾向にある。また Y4 通りについては (Z) の場合と同様、木床試験体の BCJ 波 350gal 入力時で僅かながら実験値が評価値を超えているが、その他については実験値の方が小さい結果となった。

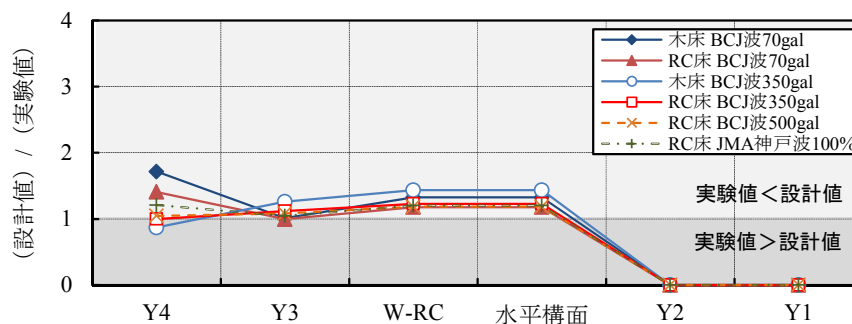


図5.5-3 実験値と評価値の比較 (RC 造コア集中 : C)

剛性比例 (S-1、S-2)

各要素の剛性でせん断力を振り分けるとして設計した場合 (S-1、S-2) を見てみると、ねじり補正係数によって木造部分の負担せん断力を割増したが、Y1、Y2 通りが 1.0 を下回っており設計値と比べて実験値の方が大きかった。RC 造コアは Y3 通り、Y4 通りともに実験値は設計値を下回った。特に Y4 通りは木床試験体、RC 床試験体ともに 1.5 以上と安全率が大きい傾向にある。

(S-1) と (S-2) との比較では Y3 通りで (S-2) の方が大きい値となり、動的効果を考慮しない場合とする場合での両方で差が生じた。

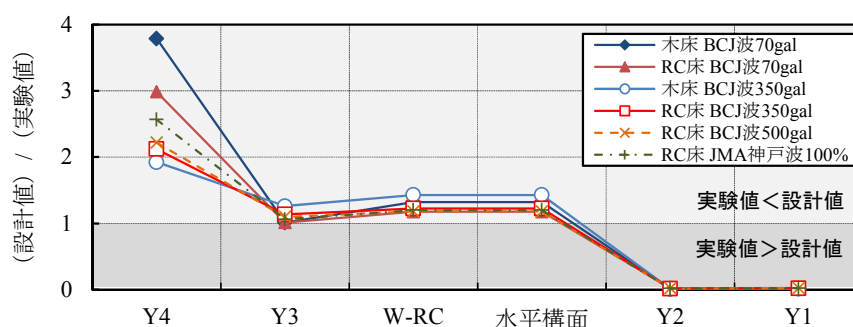


図5.5-4 実験値と評価値の比較 (剛性比例 : S-1)

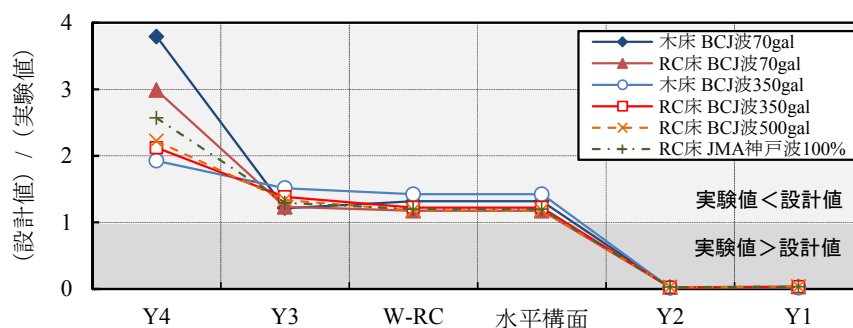


図5.5-5 実験値と評価値の比較 (剛性比例 : S-2)

増分解析 (P)

増分解析を用いた場合 (P) では、Y1、Y2 通りの木フレームはいずれの場合も 1.0 を下回っており、設計値に比べて実験値の方が大きかった。その他については、Y3 通りで僅かながら実験値は設計値を上回るが、Y4 通りや W-RC 接合部、水平構面については、実験値は評価値を下回る結果となった。

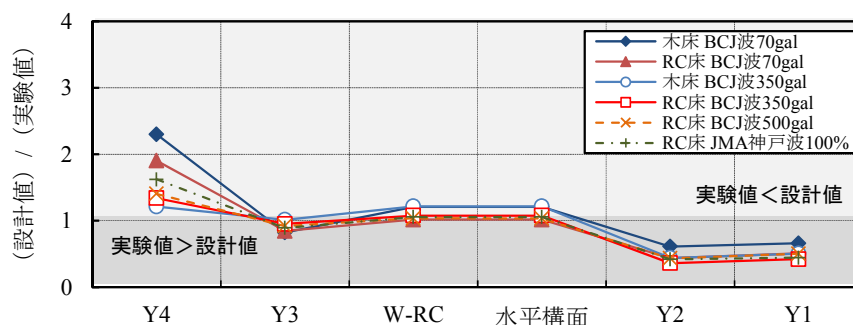


図5.5-6 実験値と評価値の比較 (増分解析：P)

以上、水平構面で木部分が負担すべきせん断力を RC 造コアに伝達可能として、いくつかの想定条件で設計し、それらの評価値と実験値との比較を行った。木部分のせん断力を Y3 通りにすべて負担させる場合 (C)、建物のせん断力のほとんどを RC 造コアで負担する場合 (S-1、S-2) では、木部分で負担すべきせん断力のほとんどを RC 造コアに伝達させるとしていたが、実際には木造部分もせん断力を負担するため、水平構面および W-RC 接合部では、実験値が設計値を僅かに下回る結果となった。従って、水平構面、W-RC 接合部の設計は、木部分のせん断力全てを負担するとして評価すると安全側に設計できると言える。しかし、極大地震時や 2 階建ての 2 層など、W-RC 接合部などに大きなせん断力が生じる場合、実験の経過で述べた破壊性状が起こりうる可能性がある。

RC 造コアでは、木部分が接合する通りについては、増分解析を用いた評価方法において実験値が評価値を上回っていることもあるため注意が必要である。木部分では、剛性比例分布や増分解析においても評価値よりも実験値が大きくなる結果となったが、実験結果をみると本試験体の木フレームと水平構面の剛性の関係であれば、木床であっても中地震相当の地震に対して許容せん断耐力以下、大地震相当の地震に対して、わずかに許容せん断耐力を上回る結果となり、地震力に対する条件を満たしている。

表5.5-1 各評価方法の考察（木床・BCJ波 70gal）

試験体・入力波	項目		記号	Y4	Y3	W-RC	水平構面	Y2	Y1	合計
木床 BCJ波 70gal	実験値	せん断力	E	2.95	17.15	7.03	7.03	0.99	1.29	22.4
	質量分布 (Z)	分布係数	α	0.23	0.36			0.28	0.13	
		想定せん断力	A	5.06	8.00			6.33	2.99	22.4
		設計法比率	A / E	1.72	0.47	0.00	0.00	6.40	2.31	
	RC造コア集中 (C)	分布係数	α	0.23	0.36	0.42	0.42			
		想定せん断力	A	5.06	17.32	9.32	9.32			22.4
		設計法比率	A / E	1.72	1.01	1.32	1.32	0.00	0.00	
	剛性比例 (S-0)	分布係数	α	0.50	0.50			0.00	0.00	
		ねじれ補正	β	1.00	1.00			1.00	1.00	
		分布係数2	$\alpha\beta$	0.50	0.50			0.00	0.00	
		想定せん断力	A	11.19	11.19	9.31	9.31	0.00	0.00	22.4
		設計法比率	A / E	3.79	0.65	1.32	1.32	0.00	0.00	
	剛性比例 (S-1)	分布係数	α	0.50	0.50			0.00	0.00	
		ねじれ補正	β	1.00	1.55			3.74	5.92	
		分布係数2	$\alpha\beta$	0.50	0.77			0.00	0.00	
		想定せん断力	A	11.19	17.34	9.29	9.29	0.01	0.02	28.5
		設計法比率	A / E	3.79	1.01	1.32	1.32	0.01	0.02	
	剛性比例 (S-2)	分布係数	α	0.50	0.50			0.00	0.00	
		ねじれ補正	β	1.00	1.86			5.30	8.75	
		分布係数2	$\alpha\beta$	0.50	0.93			0.00	0.00	
		想定せん断力	A	11.19	20.81	9.27	9.27	0.02	0.03	32.0
		設計法比率	A / E	3.79	1.21	1.32	1.32	0.02	0.02	
	増分解析 (P)	想定せん断力	A	6.79	14.13	8.51	8.51	0.61	0.86	22.4
		設計法比率	A / E	2.30	0.82	1.21	1.21	0.61	0.66	

表5.5-2 各評価方法の考察（木床・BCJ波 350gal）

試験体・入力波	項目		記号	Y4	Y3	W-RC	水平構面	Y2	Y1	合計
木床 BCJ波 350gal	実験値	せん断力	E	28.23	66.71	31.53	31.53	6.16	7.54	108.6
	質量分布 (Z)	分布係数	α	0.23	0.36			0.28	0.13	1.0
		想定せん断力	A	24.57	38.84			30.72	14.51	108.6
		設計法比率	A / E	0.87	0.58	0.00	0.00	4.99	1.92	-
	RC造コア集中 (C)	分布係数	α	0.23	0.77	0.42	0.42			1.0
		想定せん断力	A	24.57	84.07	45.23	45.23			108.6
		設計法比率	A / E	0.87	1.26	1.43	1.43	0.00	0.00	-
	剛性比例 (S-0)	分布係数	α	0.50	0.50			0.00	0.00	1.0
		ねじれ補正	β	1.00	1.00			1.00	1.00	-
		分布係数2	$\alpha\beta$	0.50	0.50			0.00	0.00	-
		想定せん断力	A	54.30	54.30	45.20	45.20	0.02	0.02	108.6
		設計法比率	A / E	1.92	0.81	1.43	1.43	0.00	0.00	-
	剛性比例 (S-1)	分布係数	α	0.50	0.50			0.00	0.00	-
		ねじれ補正	β	1.00	1.55			3.74	5.92	-
		分布係数2	$\alpha\beta$	0.50	0.77			0.00	0.00	-
		想定せん断力	A	54.30	84.17	45.07	45.07	0.06	0.10	138.6
		設計法比率	A / E	1.92	1.26	1.43	1.43	0.01	0.01	-
	剛性比例 (S-2)	分布係数	α	0.50	0.50			0.00	0.00	
		ねじれ補正	β	1.00	1.86			5.30	8.75	
		分布係数2	$\alpha\beta$	0.50	0.93			0.00	0.00	
		想定せん断力	A	54.30	101.01	44.84	44.84	0.09	0.14	155.5
		設計法比率	A / E	1.92	1.51	1.42	1.42	0.01	0.02	
	増分解析 (P)	想定せん断力	A	34.29	67.75	38.40	38.40	2.73	3.83	108.6
		設計法比率	A / E	1.21	1.02	1.22	1.22	0.44	0.51	

表5.5-3 各評価方法の考察 (RC 床・BCJ 波 70gal)

試験体・入力波	項目		記号	Y4	Y3	W-RC	水平構面	Y2	Y1	合計
RC床 BCJ波 70gal	実験値	せん断力	E	4.62	21.14	10.28	10.28	0.85	1.00	27.6
	質量分布 (Z)	分布係数	α	0.24	0.33			0.30	0.14	1.0
		想定せん断力	A	6.51	8.97			8.23	3.89	27.6
		設計法比率	A / E	1.41	0.42	0.00	0.00	9.74	3.91	
	RC造コア集中 (C)	分布係数	α	0.24	0.33	0.44	0.44			
		想定せん断力	A	6.51	21.10	12.13	12.13			27.6
		設計法比率	A / E	1.41	1.00	1.18	1.18	0.00	0.00	
	剛性比例 (S-0)	分布係数	α	0.50	0.50			0.00	0.00	
		ねじれ補正	β	1.00	1.00			1.00	1.00	
		分布係数2	$\alpha\beta$	0.50	0.50			0.00	0.00	
		想定せん断力	A	13.80	13.80	10.28	10.28	0.00	0.00	27.6
		設計法比率	A / E	2.99	0.65	1.00	1.00	0.00	0.00	
	剛性比例 (S-1)	分布係数	α	0.50	0.50			0.00	0.00	
		ねじれ補正	β	1.00	1.55			3.75	5.95	
		分布係数2	$\alpha\beta$	0.50	0.77			0.00	0.00	
		想定せん断力	A	13.80	21.39	12.09	12.09	0.02	0.02	35.2
		設計法比率	A / E	2.99	1.01	1.18	1.18	0.02	0.02	
	剛性比例 (S-2)	分布係数	α	0.50	0.50			0.00	0.00	
		ねじれ補正	β	1.00	1.89			5.32	8.79	
		分布係数2	$\alpha\beta$	0.50	0.94			0.00	0.00	
		想定せん断力	A	13.80	26.08	12.07	12.07	0.02	0.04	39.9
		設計法比率	A / E	2.99	1.23	1.17	1.17	0.03	0.04	
	増分解析 (P)	想定せん断力	A	8.81	17.93	10.46	10.46	0.37	0.51	27.6
		設計法比率	A / E	1.91	0.85	1.02	1.02	0.44	0.51	

表5.5-4 各評価方法の考察 (RC 床・BCJ 波 350gal)

試験体・入力波	項目		記号	Y4	Y3	W-RC	水平構面	Y2	Y1	合計
RC床 BCJ波 350gal	実験値	せん断力	E	30.90	89.50	46.88	46.88	4.91	5.80	131.1
	質量分布 (Z)	分布係数	α	0.24	0.33			0.30	0.14	
		想定せん断力	A	30.91	42.61			39.10	18.48	131.1
		設計法比率	A / E	1.00	0.48	0.00	0.00	7.97	3.19	
	RC造コア集中 (C)	分布係数	α	0.24	0.76	0.44	0.44			
		想定せん断力	A	30.91	100.20	57.59	57.59			131.1
		設計法比率	A / E	1.00	1.12	1.23	1.23	0.00	0.00	
	剛性比例 (S-0)	分布係数	α	0.50	0.50			0.00	0.00	
		ねじれ補正	β	1.00	1.00			1.00	1.00	
		分布係数2	$\alpha\beta$	0.50	0.50			0.00	0.00	
		想定せん断力	A	65.54	65.54	46.84	46.84	0.02	0.02	131.1
		設計法比率	A / E	2.12	0.73	1.00	1.00	0.00	0.00	
	剛性比例 (S-1)	分布係数	α	0.50	0.50			0.00	0.00	
		ねじれ補正	β	1.00	1.55			3.75	5.95	
		分布係数2	$\alpha\beta$	0.50	0.77			0.00	0.00	
		想定せん断力	A	65.54	101.58	57.40	57.40	0.07	0.12	167.3
		設計法比率	A / E	2.12	1.13	1.22	1.22	0.01	0.02	
	剛性比例 (S-2)	分布係数	α	0.50	0.50			0.00	0.00	
		ねじれ補正	β	1.00	1.89			5.32	8.79	
		分布係数2	$\alpha\beta$	0.50	0.94			0.00	0.00	
		想定せん断力	A	65.54	123.87	57.31	57.31	0.10	0.17	189.7
		設計法比率	A / E	2.12	1.38	1.22	1.22	0.02	0.03	
	増分解析 (P)	想定せん断力	A	41.43	85.44	50.58	50.58	1.78	2.46	131.1
		設計法比率	A / E	1.34	0.95	1.08	1.08	0.36	0.42	

表5.5-5 各評価方法の考察 (RC 床・BCJ 波 500gal)

試験体・入力波	項目		記号	Y4	Y3	W-RC	水平構面	Y2	Y1	合計
RC床 BCJ波 500gal	実験値	せん断力	E	61.76	193.76	101.70	101.70	8.59	10.18	274.3
	質量分布 (Z)	分布係数	α	0.24	0.33			0.30	0.14	
		想定せん断力	A	64.67	89.15			81.81	38.66	274.3
		設計法比率	A / E	1.05	0.46	0.00	0.00	9.52	3.80	
	RC造コア集中 (C)	分布係数	α	0.24	0.33	0.44	0.44			
		想定せん断力	A	64.67	209.62	120.47	120.47			274.3
		設計法比率	A / E	1.05	1.08	1.18	1.18	0.00	0.00	
	剛性比例 (S-0)	分布係数	α	0.50	0.50			0.00	0.00	
		ねじれ補正	β	1.00	1.00			1.00	1.00	
		分布係数2	$\alpha\beta$	0.50	0.50			0.00	0.00	
		想定せん断力	A	137.10	137.10	101.62	101.62	0.04	0.04	274.3
		設計法比率	A / E	2.22	0.71	1.00	1.00	0.00	0.00	
	剛性比例 (S-1)	分布係数	α	0.50	0.50			0.00	0.00	
		ねじれ補正	β	1.00	1.55			3.75	5.95	
		分布係数2	$\alpha\beta$	0.50	0.77			0.00	0.00	
		想定せん断力	A	137.10	212.51	120.08	120.08	0.15	0.24	350.0
		設計法比率	A / E	2.22	1.10	1.18	1.18	0.02	0.02	
	剛性比例 (S-2)	分布係数	α	0.50	0.50			0.00	0.00	
		ねじれ補正	β	1.00	1.89			5.32	8.79	
		分布係数2	$\alpha\beta$	0.50	0.94			0.00	0.00	
		想定せん断力	A	137.10	259.12	119.90	119.90	0.22	0.36	396.8
		設計法比率	A / E	2.22	1.34	1.18	1.18	0.03	0.04	
	増分解析 (P)	想定せん断力	A	86.72	178.70	105.72	105.35	3.73	5.13	274.3
		設計法比率	A / E	1.40	0.92	1.04	1.04	0.43	0.50	

表5.5-6 各評価方法の考察 (RC 床・JMA 神戸波 100%)

試験体・入力波	項目		記号	Y4	Y3	W-RC	水平構面	Y2	Y1	合計
RC床 JMA神戸波100%	実験値	せん断力	E	82.27	308.92	154.19	154.19	13.71	17.74	422.6
	質量分布 (Z)	分布係数	α	0.24	0.33			0.30	0.14	
		想定せん断力	A	99.64	137.36			126.05	59.58	422.6
		設計法比率	A / E	1.21	0.44	0.00	0.00	9.20	3.36	
	RC造コア集中 (C)	分布係数	α	0.24	0.33	0.44	0.44			
		想定せん断力	A	99.64	322.99	185.63	185.63			608.3
		設計法比率	A / E	1.21	1.05	1.20	1.20	0.00	0.00	
	剛性比例 (S-0)	分布係数	α	0.50	0.50			0.00	0.00	
		ねじれ補正	β	1.00	1.00			1.00	1.00	
		分布係数2	$\alpha\beta$	0.50	0.50			0.00	0.00	
		想定せん断力	A	211.25	211.25	154.06	154.06	0.06	0.06	422.6
		設計法比率	A / E	2.57	0.68	1.00	1.00	0.00	0.00	
	剛性比例 (S-1)	分布係数	α	0.50	0.50			0.00	0.00	
		ねじれ補正	β	1.00	1.55			3.75	5.95	
		分布係数2	$\alpha\beta$	0.50	0.77			0.00	0.00	
		想定せん断力	A	211.25	327.44	185.02	185.02	0.24	0.37	539.3
		設計法比率	A / E	2.57	1.06	1.20	1.20	0.02	0.02	
	剛性比例 (S-2)	分布係数	α	0.50	0.50			0.00	0.00	
		ねじれ補正	β	1.00	1.89			5.32	8.79	
		分布係数2	$\alpha\beta$	0.50	0.94			0.00	0.00	
		想定せん断力	A	211.25	399.27	184.74	184.74	0.33	0.55	611.4
		設計法比率	A / E	2.57	1.29	1.20	1.20	0.02	0.03	
	増分解析 (P)	想定せん断力	A	133.61	275.36	162.93	162.93	5.74	7.91	422.6
		設計法比率	A / E	1.62	0.89	1.06	1.06	0.42	0.45	

5.5 本章のまとめ

本章では、実大振動台実験によって、水平構面によるせん断力の伝達能力の把握および評価方法の妥当性を検証した。まとめると以下の知見を得た。

- 1) 実大振動台実験では、厚物合板を用いた木床、RC スラブを用いた RC 床ともに RC 造コアへのせん断力の伝達能力を確認し、また RC 床の場合に RC 造コアへのせん断力の伝達量の増加木フレーム側の変形を低減させることが明らかになった。
- 2) 評価方法の考察では、木フレームとの境界部分の RC 造コアに木造部分の負担せん断力を全て負担させるとして評価した場合、実際は木フレームも僅かではあるがせん断力を負担するため、水平構面や W-RC 接合部について安全に評価できることが分かった。

第 6 章

結論

6.1 本研究のまとめ

本研究では、木質ラーメンと面材耐力壁を併用した構造、木質ラーメンと鉄筋コンクリート造を併用した構造に対して実大振動台実験を実施し、両構造の動的特性の把握および現状行われている建物の地震に対する評価方法と実挙動の関係について考察した。

まとめると以下の知見を得た。

1) 木質ラーメン構造の地震時挙動把握

本研究で対象とした変形能力が乏しい木質ラーメンのみを加振方向の耐力要素とした建物の実大振動台実験を行ったところ、建築基準法で定めている「中地震相当の地震に対して損傷を生じないこと」「極めてまれな大地震相当の地震に対して倒壊しないこと」という耐震設計の基準を満足した。

しかし、大地震を想定した加振においては柱脚接合部や柱はり接合部に脆性的な破壊が見られ、同様の加振において釘のめり込みや浮き上がりなどの損傷に留まった壁式構造よりも大きな損傷となり、実性能を想定した評価で同等の評価値であったラーメン構造と壁式構造は同じ耐震性能とは言い難い結果となった。

また時刻歴応答解析を用いた解析的検討では、最大応答変形に着目して木質ラーメンの評価方法について検討した。実大振動台実験と同様の木質ラーメンで耐震等級 3 を満足するように設定した解析モデルを用いて、地震波 6 波に対して解析的検討を行ったところ、弾性解析により求めた特定変形角時の耐力を許容耐力とした場合では、同じ設計値で設計された壁式構造よりも大きい応答変形になり、地震時の建物被害が大きくなる可能性があることが分かった。

さらに接合部のスリップ挙動を抑えてエネルギー吸収量を向上させた接合部モデルを用いて、同様の解析的検討を行ったが、ラーメン構造の応答変形が壁式構造の応答変形よりも大きくなり、依然危険側となった。一方、増分解析により終局状態を考慮した評価方法では、接合部のエネルギー吸収量を向上させない場合でも、壁式構造と同等の応答変形になった。

従って、本研究で対象とした変形能力の乏しい木質ラーメンについては、弾性解析による特定変形角時の耐力評価では大地震に対して危険側の評価となる可能性があり、増分解析などで接合部が全塑性する変形角に達した時点を限界点と見なすことが安全側の仮定として適切であることが分かった。

2) 木質ラーメンと面材耐力壁を併用した構造の地震時挙動把握

実大振動台実験では、ラーメンを建物の一部に配置することで建物全体のバランス調整で建物全体の評価値が大きくなったこともあり、木質ラーメン構造や壁式構造と比べて高い耐震性能を示した。

しかし、ねじれが無いように設計していたにも関わらず、中地震および大地震を想定した加振ともに木質ラーメンが配置された鉛直構面の応答変形が大きくなり、ねじれ挙動が確認された。

ねじれ挙動による応力集中を防ぐためには、耐力評価ではなく特定の変形角の基準を設けるなど、木質ラーメンと壁式耐力壁の剛性を適切に評価して偏心率を算出する必要がある。

また、時刻歴応答解析を用いた解析的検討では、建物全体の耐力に占める木質ラーメンの割合を変化させることによって応答変形の違いを比較検討した。解析では、例え 1 フレームでも木質ラーメンを壁式構造と併用した場合には併用しない場合と比べて応答変形が大きくなる可能性があり、特に木質ラーメンの割合が 50%を超えると応答変形が急激に大きくなることが分かった。

3) 木質ラーメンと鉄筋コンクリート造を併用した構造の地震時挙動把握

実大振動台実験では、厚物合板を用いた木床、RC スラブを用いた RC 床ともに RC 造コアへのせん断力の伝達能力を確認し、また RC 床の場合に RC 造コアへのせん断力の伝達量の増加により木フレーム側の変形を低減させることが明らかになった。また、同様の床仕様とした 1 階建ての試験体と 2 階建ての試験体の結果を比較すると、2 階床の応答変形は同等となり層数の違いによる応答変形分布の違いは見られなかった。評価方法と実挙動を比較した考察では、木フレームとの境界部分の RC 造コアに木造部分の負担せん断力を全て負担させるとして評価した場合に、実際は木フレームもせん断力を負担するため、実際に水平構面や W-RC 接合部に生じるせん断力は設計で想定しているせん断力よりも僅かに小さくなり、安全に評価できることが分かった。

4) 今後の課題

面材耐力壁との併用構造では、変形能力が乏しい木質ラーメンを用いて、大地震に対して保有耐力の確認が必要であるということが明らかにすることが出来たが、まだ解明できていない課題として、鉛直荷重による影響、パネルゾーンの応力状態と限界値の定義、パネルゾーンの変形など挙げられる。また、異種構造との併用構造では、水平構面の剛性の違いにより木造側から異種構造へのせん断力の伝達量が変化することが明らかになったが、今後、水平構面の必要剛性の下限値を設定する等さらなる検討を進める必要がある。

このような木質ラーメン構造および木質ラーメンを用いた併用構造が課題を明確にし、各構造の設計法が構築されることが望まれる。

【参考文献】

第 1 章

- 101) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会：2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書、全国官報販売協同組合、2007.08
- 102) 公益財団法人 日本住宅・木材技術センター：木造軸組工法住宅の許容応力度設計（2008 年版）、2008.12
- 103) 平井卓郎：釘打ち合板ガセット接合工法による木造山形ラーメンの変形性能、木材学会誌、Vol.33 No.9, pp689-693、1987.9
- 104) 平井卓郎：釘打ち合板ガセット接合工法による木造門形ラーメンの変形性能、木材学会誌、Vol.33 No.4, pp286-290、1988.4
- 105) 小松幸平：接合具の非線形特性を考慮に入れた集成材骨組構造の解析（第 1 報）解析の誘導、木材学会誌、Vol.34 No.7, pp581-589、1988.7
- 106) 小松幸平、前田典昭、堀江和美：接合具の非線形特性を考慮に入れた集成材骨組構造の解析（第 2 報）実験による検証、木材学会誌、Vol.35 No.3, pp201-211、1989.3
- 107) 稲山正弘：木材のめりこみ理論とその応用、東京大学提出 博士論文、1991.12
- 108) 大野義昭、槇島裕二、荘所直哉、乃込寛之、藤谷義信、大橋好光：ドリフトピン用いた木質ラーメン構造の柱－梁接合部に関する研究 その 2 モーメント抵抗要素の実験と実大構造物での検証、日本建築学会構造系論文集 第 578 号、pp91 - 97、2004.4
- 109) 中谷誠、森拓郎、小松幸平：ラグスクリーボルトと特殊金物を用いた木質ラーメン構造の柱 - 梁接合部に関する研究、日本建築学会構造系論文集 第 626 号、pp599 - 606、2008.4
- 110) 坂本功、大橋好光、稲山正弘、五十田博、：木質ラーメン構造の地震応答計算例、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1 分冊、pp85-86、1992.8
- 111) 野口弘行、梶川久光：木質半剛接ラーメン構造の振動性状に関する研究（第 1 報）、日本建築学会構造系論文集 第 488 号、pp117-126、1996.10
- 112) 大橋好光、寺山武志、上杉義則、対馬幸久、坂槇義夫：木質ラーメン工法における設計法の開発（その 1）～（その 4）、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1 分冊、pp371-378、2007.8
- 113) 五十田博、中村晋也：異なる復元力特性を持つ木造耐力壁構造の耐震性能評価、日本建築学会構造系論文集、第 73 巻、第 627 号、pp81-786、2008.05
- 114) 河合直人：木材と鉄筋コンクリートなどを複合して用いた建築物に関する構造技術の開発、建築研究所講演会資料、2005.03
- 115) 遠山善久、小野徹郎、井戸田秀樹、田中弘臣：木質ハイブリッド燃え止まり部材の剛性・耐力評価、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1 分冊、2004.08
- 116) 五十田博、腰原幹雄、山辺豊彦：木質複合建築構造の開発－木造と RC 造が平面的に組み合わせられた構造の地震時挙動の数値シミュレーション、日本建築学会大会学術講演梗概集、

C-1 分冊、pp.257-258、2003.9

- 117) 河合直人、五十田博、腰原幹雄、箕輪親宏、荒木康弘：木質複合建築物の模型振動台実験
日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1 分冊、2006.09
- 118) 木質系構造の耐火性能に関する研究 その 1～28、日本建築学会大会学術講演梗概集、A-2
分冊、2003～2007
- 119) 財団法人日本建築学会関東支部：学びやすい構造設計シリーズ 木質構造の設計、財団法人
日本建築学会関東支部、2008.01

第 2 章

- 201) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会：2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書、
全国官報販売協同組合、2007.08
- 202) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、2010.2
- 203) 公益財団法人 日本住宅・木材技術センター：木造軸組工法住宅の許容応力度設計（2008 年
版）、2008.12
- 204) 日本建築学会：木質構造設計規準・同解説－許容応力度・許容耐力設計法－、2006.12
- 205) 河合直人、岡部実：木質複合建築構造技術の開発－床システムの面内せん断性能－、日本
建築学会大会学術講演梗概集、C-1 分冊、pp.317-318、2002.8
- 206) 柴田明德：最新耐震構造解析 第 2 版、2004
- 207) 社団法人 日本ツーバイフォー建築協会：2007 年枠組壁工法建築物構造計算指針、2011.4
- 208) 宮澤健二：目でみる木造住宅の耐震性 第 2 版、株式会社東洋書店、2007.01

第 3 章

- 301) Athol J Car : RUAUMOKO-Inelastic Dynamic Analysis Program、Department of Civil Engineering,
University of Canterbury、Christchurch、New Zealand、1981-2001
- 302) Stewart W.G. : The Sesmic Design of Plywood sheathed Sher Walls、ph.D. Thesis、University of
Canterbury、Christchurch、New Zealand 1987
- 303) 田耕司、鈴木洋之：パンケーキモデルによる弾塑性時刻歴応答解析、日本地震工学会大会梗概集、
pp.290-291、2007.11
- 304) 五十田博、平野茂、三宅辰哉、古谷治、箕輪親宏：建築基準法の最低壁量を満足する新築木造住
宅の倒壊実験、日本建築学会構造系論文集、No.618、pp.167-173、2007.08
- 305) 綿引誠、町田健一、中野一郎、大橋好光、坂本功：木造軸組工法住宅における水平負担力と復元
力特性の加算則に関する研究、日本建築学会構造系論文集、601、pp.105 - 112、2006.3

第 5 章

- 501) 河合直人、岡部実：木質複合建築構造技術の開発－床システムの面内せん断性能－、日本
建築学会大会学術講演梗概集、C-1 分冊、pp.317-318、2002.8
- 502) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、2010.2

- 503) 社団法人 日本ツーバイフォー建築協会：2007 年枠組壁工法建築物構造計算指針、2011.4
- 504) 宮澤健二：目でみる木造住宅の耐震性 第 2 版、株式会社東洋書店、2007.01

<意義と基本的方向>

- ・ **公共建築物における木材の利用の促進が林業の再生や森林の適正な整備**

戦後植林された人工林資材が利用可能な時期を迎えているが、これらの資材の利用は低調で、木材価格も低迷している。そのため林業生産活動は停滞し、森林の有する多面的機能の低下が懸念されている。このような状況で国産材の需要拡大することは、森林の適切な整備や山村をはじめとする地域の経済の活性化にも資する。

- ・ **地球温暖化の防止などに貢献する。**

木材は製造時のエネルギー消費が小さく、長期間にわたって炭素を貯蔵できる資材である。さらに、再生可能な資源であり、エネルギー源として燃やしても大気中の二酸化炭素の濃度に影響を与えない“カーボンニュートラル”な特性を持つ資材である。このように木材の利用促進することにより、二酸化炭素排出の抑制、建築物などの炭素の蓄積増大を通じて、地球温暖化の防止や循環型社会の形成にも貢献することができる。

- ・ **公共建築物については可能な限り木造化、内装などの木質化を図るとの考え方に転換**

公共建築物は過去の森林資源の枯渇への懸念や不燃化の徹底などから木材の利用が抑制されていた時期があったため、木造率が低く木材利用雄拡大を図る余地が大きい。また、公共建築物を木造化することによって多くの国民に対して、木と触れ合いや木の良さを実感する機会を幅広く提供できる。

<施策>

- ・ 建築基準法その他の法令に基づく基準で耐火建築物とすることが求められない低層の公共建築物について積極的に木造化を促進。
- ・ 木造化が困難な場合でも内装などの木質化、備品や消耗品としての木材利用、木質バイオマスの利用を促進。

<公共建築物における木材の利用の目標>

- ・ 積極的に木造化を促進する公共建築物の範囲に該当する低層の公共建築物について原則としてすべて木造化を図る。
- ・ 高層、低層に関わらず内装等の木質化、備品や消耗品としての木材利用を促進するほか、暖房機器等へ木質バイオマス燃料の導入に努める。

※公共建築物：学校、社会福祉施設、病院・診療所、運動施設（体育館、水泳場など）、社会教育施設（図書館、公民館など）、公営住宅など。

（付録 2）木造住宅の地震被害

ここでは 1995 年兵庫県南部地震から 2007 年新潟県中越沖地震までに発生した地震動のうち、代表的な地震の被害状況を述べていく。

1) 兵庫県南部地震^{2-1),2-2),2-3)}

1995 年 1 月 17 日、午前 5 時 46 分、淡路島北部を震源としたマグニチュード 7.2 の大地震が発生した。兵庫県南部地震は大都市を直撃した直下型の地震であり、この地震による被害は、死者が 6,433 名、行方不明者 3 名、負傷者 4337,792 名に達するという莫大甚大な被害をもたらした。

また住宅は全壊が 104,906 棟、半壊 144,274 棟、一部損壊 263,702 棟で合わせると 50 万棟以上が被害を受けた。その中でも特に木造住宅の被害が大きく、死者の死因の 3/4 が建物倒壊による圧死であった。

被害を受けた木造住宅のうち、1980 年代以前に建てられた建物の他に、建設して新しい建物においても壁量が少ない場合や耐力壁配置のバランスが悪かった場合に倒壊被害が確認された。

これらの教訓より 2000 年には「建築基準法の改正」と「住宅品質確保の促進等に関する法律」が制定された等、木造住宅において非常に影響の大きかった地震である。

※2000 年の建築基準法の改正内容²⁻⁴⁾

- ①基礎の仕様規定の明確化（施行令 38 条、告示 1347 条）
- ②構造材、仕様箇所に応じて継手や仕口の仕様規定の明確化（施行令第 47 条、告示 1460 号）
- ③耐力壁の配置規定の整備（施行令 46 条、告示 1352 条）

2) 新潟県中越地震²⁻²⁾

2004 年 10 月 23 日、17 時 56 分（M6.8）、18 時 3 分（M6.3）、18 時 11 分（M6.0）18 時 34 分（M6.5）という短時間に 4 回も大きな地震が新潟県中越地方を震源として発生した。2004 年 10 月 23 日から 12 月 28 日までの間に、本震の震度 7 をはじめとして、震度 6 強が 2 回、震度 6 弱が 2 回、震度 5 強が 8 回、震度 5 弱が 6 回の余震が記録されており、本震を含む震度 5 弱以上の地震の総発生回数は 19 にも上った。地震被害の特徴は地盤崩壊、軟弱地盤による住宅被害、あるいは地震による直接死より関連死が多いこと等であった。人的被害は死者数 49 名、重傷者 4,794 名。住宅被害は、全壊 3,185 棟、対規模半壊 2,157 棟、半壊 11,546 棟、一部損壊 103,503 棟という甚大な被害をもたらした。

3) 能登半島地震^{2-5),2-6),2-7),2-8)}

2007 年 3 月 25 日午前 9 時 42 分頃発生し、マグニチュード 6.9 とし、輪島市鳳至町、同門前町、穴水町、七尾市田鶴浜で震度 6 強、志賀町富来領家町、能都町宇出津などでも同 6 弱を観測した。その後震度 5 弱の余震が 3 回記録された。

地震発生直後に実施された被災調査によると、木造建物に被害が多く、土塗り壁などを有する伝統的な軸組構法の家屋か店舗併用住宅が多数倒壊されたと報告された。その一方で、大きな被害を受けた木造建物と同じ地域に建ち、同じ構法で建設されたにも関わらず、倒壊を免れた建物も多く存在した。

4) 新潟県中越沖地震^{2-5),2-9)}

2007 年 7 月 16 日午前 10 時 13 分、新潟県柏崎市、長岡市、長野県飯綱町において震度 6 弱、6 強という大きな震度が観測された。震度 6 強を記録した中で、周辺でも大きな被害が生じた K-net 柏崎と柏崎中央町震度計では 2 から 2.5 秒とやや長周期が卓越すると同時に建物の大きな被害と相関を持つ 1 から 2 秒応答も大きかった。木造住宅で大破、倒壊していた建築物は主に土塗り壁を有するような比較的古い構法による住宅、倉庫、車庫、納屋の類、並びに店舗併用住宅であった。

-
- 2-1) 日本建築学会：阪神・淡路大震災調査報告、日本建築学会、1998.03
 - 2-2) 宮澤健二：目でみる木造住宅の耐震性 第 2 版、株式会社東洋書店、2007.01
 - 2-3) 坂本功：木造建築を見直す、岩波新書、2000.05
 - 2-4) 建設省：建築基準法の一部を改正する法律の施行について、建設省住指発 682 号、2000.06.01
 - 2-5) 日本建築学会：2007 年能登半島地震災害調査報告・2007 年新潟県中越沖地震災害調査報告、2010.03
 - 2-6) 新井洋、森井 雄史、山田真澄、清水秀丸、林康裕：2007 年能登半島地震の震源域における最大地動速度の評価と木造住宅被害の要因分析、日本建築学会構造系論文集、第 73 巻、第 624 号、pp227-234、2008.02
 - 2-7) 立花和樹、五十田博、佐藤基志、村知朋和、中川学、村瀬伸吾：平成 19 年能登半島地震 穴水駅前・K-NET 周辺被害状況、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1 分冊、pp3-4、2007.08
 - 2-8) 槌本敬大、河合直人、中川貴文、村上智徳、鈴木修治、山口修由、杉本健一：平成 19 年能登半島地震による木造建築物の被害状況、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1 分冊、pp5-6、2007.08
 - 2-9) 中村友紀子、境有紀、加藤大介：2007 年新潟県中越沖地震による建築被害と地震動の相関関係、日本建築学会北陸支部研究発表集、pp57-60、2008.07

